



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN

---

Institut für Geotechnik

---

MITTEILUNGEN  
HEFT 19

**OHDE-Kolloquium 2014**

**AKTUELLE THEMEN DER  
GEOTECHNIK**

DRESDEN 2014

Mitteilungen – Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden  
ISSN 1434-3053  
Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. I. Herle

© Institut für Geotechnik – TU Dresden – 2014  
Bei Vervielfältigungen und Übersetzungen wird um Quellenangabe gebeten.  
Für die Inhalte der Beiträge sind die Autoren allein verantwortlich.

Briefanschrift:  
Institut für Geotechnik  
TU Dresden  
01062 Dresden

Besucheradresse:  
Neuffer-Bau  
George-Bähr-Straße 1a  
01069 Dresden

Telefon: 03 51/46 33 42 48  
Fax: 03 51/46 33 41 31  
E-Mail: [geotechnik@mailbox.tu-dresden.de](mailto:geotechnik@mailbox.tu-dresden.de)

## **Vorwort des Herausgebers**

Das Ohde-Kolloquium 2014 – *Aktuelle Themen der Geotechnik* – wird traditionell in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Wasserbau veranstaltet. Damit werden die beiden Wirkungsstätten von Professor Johann Ohde gewürdigt, der mit diesen seine Lehr- und Forschungstätigkeit verknüpft hat.

Die Beiträge des Kolloquiums können in vier Themengruppen unterteilt werden:

- Bodenverhalten
- Numerische Methoden
- Praktische Anwendungen
- Bodendynamik

Die meisten Themen sind eng mit den anspruchsvollen Fragen der Bodenmechanik verbunden. Der Boden wird als dreiphasiger Stoff unter Berücksichtigung der Zeit bzw. Temperatur betrachtet. Moderne computergestützte optische Verfahren werden für die Einblicke in die Bodenstruktur eingesetzt. Und nicht zuletzt werden dynamische Berechnungen zunehmend mit nicht-linearen und anelastischen Modellen durchgeführt.

Die Beiträge in diesem Band vermitteln eine Momentaufnahme von aktuellen Themen und es wird sicher spannend sein, die weitere Entwicklung zu beobachten.

Dresden, im März 2014

Ivo Herle





# Inhaltsverzeichnis

## Bodenverhalten

Experimentelle Untersuchung der Kapillarität bei Sand unter monotoner und zyklischer Belastung

*Marius Milatz* ..... 1

Mehrphasen-Modell zur Simulation von Suffosion

*Heike Pfletschinger-Pfaff, Jan Kayser, Holger Steeb* ..... 15

Experimentelle Ermittlung intergranularer Kräfte unter Nutzung von 2D-DIC

*Max Wiebicke, Edward Andò, Denis Caillerie, Gioacchino Viggiani* ..... 27

Systeme paralleler Scherbänder - Experimentelle und analytische Untersuchungen

*Lars Röchter* ..... 45

## Numerische Methoden

Rechnerischer Stabilitätsnachweis für verflüssigungsgefährdete Standorte

*Nándor Tamáskovics* ..... 57

Untersuchung des Einflusses von Gaseinschlüssen unterhalb des Grundwasserspiegels auf Druckausbreitung und Bodenverformungen mittels gekoppelter FE-Berechnungen

*Hector Montenegro, Oliver Stelzer* ..... 73

Zeitabhängige Setzungen von Sand und FE-Simulationen einer Tagebaukippe

*Stefan Vogt, Emanuel Birle, Gero Vinzelberg* ..... 93

Über die Berücksichtigung großer Bodendeformationen in numerischen Modellen

*Daniel Aubram* ..... 109

## Praktische Anwendungen

Die Gefrierkernmethode - Weiterentwicklung des Erkundungsverfahrens zur geohydraulischen Charakterisierung von Sohlsedimenten

*Daniel Straßer, Hermann-Josef Lensing, Dominik Richter, Simon Frank, Nico Goldscheider* ..... 123

Nutzung von Verfahren der Bildanalyse zur Baugrundbeurteilung <i>Markus Wacker, Thomas Neumann, Jens Engel, Gunter Gräfe</i> .....	137
---	-----

Anwendung von Elektroosmose zur Reduzierung des Herausziehwiderstandes von Spundwänden: Großmaßstäbliche Modellversuche in Ton <i>Christos Vrettos, Kai Merz</i> .....	153
---	-----

Zementfiltration bei der Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden <i>Xenia Stodieck, Thomas Benz</i> .....	165
--	-----

### **Bodendynamik**

Modell- und Elementversuche zur Bodenverflüssigung <i>Erik Schwiteilo, Ivo Herle</i> .....	181
---	-----

Dynamische Probelastung einer Mikropfahlgründung - Feldversuch und dynamische 3D-FE-Simulation mittels Hypoplastizität <i>Thomas Meier, Jens Jähnig, Sina Meybodi</i> .....	193
--	-----

Numerische und analytische Berechnungen zur Erdbebenbemessung von Böschungen <i>Hassan AlKayyal</i> .....	213
--	-----

# Experimentelle Untersuchung der Kapillarität bei Sand unter monotoner und zyklischer Belastung

**Marius Milatz**

*Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität  
Hamburg-Harburg*

---

*Im teilgesättigten Zustand ist das mechanische Verhalten von Böden durch sogenannte Kapillareffekte beeinflusst. Unter natürlichen Bedingungen ist der Porenraum in der Regel mit Luft und mit Wasser gefüllt und infolge der Oberflächenspannung des Porenwassers an Grenzflächen zwischen Porenluft und Porenwasser treten sogenannte Saugspannungen auf, die die Korn-zu-Korn-Spannungen und das Verformungsverhalten beeinflussen. Im Falle nicht kohäsiver, grobkörniger Böden, wie beispielsweise Sand, spricht man bei diesem Effekt auch von der Kapillarkohäsion oder auch scheinbaren Kohäsion, da sie nur im teilgesättigten Zustand vorhanden ist und bei vollkommener Trockenheit oder Sättigung des Porenraums verschwindet. In diesem Beitrag geht es um die experimentelle Untersuchung des mechanischen Verhaltens von Sand infolge von Kapillareffekten bei monotoner und zyklischer Belastung.*

## 1 Einleitung

Die klassische Bodenmechanik beschäftigt sich vor Allem mit dem Verhalten von trockenen und wassergesättigten Böden und ist in der Lage das mechanische Verhalten von Böden in diesen Zuständen zu beschreiben. Der in der Praxis oft vernachlässigte Regelfall von Böden, die sich zwischen Grundwasser und freier Geländeoberfläche befinden, liegt jedoch normalerweise zwischen diesen beiden Zuständen im Bereich der Teilsättigung. Hier teilen sich unter natürlichen Bedingungen die Medien Luft und Wasser den Porenraum und beeinflussen gemeinsam das Spannungsverhalten im Korngerüst, das nach Terzaghi als effektive oder Korn-zu-Korn-Spannung allein für die Scherfestigkeit und Volumenänderung verantwortlich zeichnet. In diesem Sinne wurde das Prinzip der effektiven Spannungen für teilgesättigte Böden um die Saugspannung erweitert, um einen fließenden Übergang zwischen den Sättigungszuständen

trocken und gesättigt zu berücksichtigen. Eine Vernachlässigung von Kapillareffekten ist bei der Betrachtung von Grenzzuständen in statischen Nachweisen gerechtfertigt, da nicht dauerhaft gewährleistet werden kann, dass die scheinbare Kohäsion aufrechterhalten bleibt. Für den Gebrauchszustand jedoch ist das Verständnis der hydro-mechanischen Zusammenhänge von Bedeutung. Als Beispiel seien Verformungsprognosen genannt, bei denen durch Vernachlässigung der günstig wirkenden Kapillarkohäsion Setzungen überschätzt werden. Gefährlicher ist jedoch die Überschätzung von in situ gemessenen Steifigkeiten, wie zum Beispiel mittels des Plattendruckversuches, wenn diese auf teilgesättigtem Untergrund durchgeführt werden. Bei einer Aufsättigung des Bodens würde der Verlust der Kapillarkohäsion zu einer Steifigkeitsminderung führen. Für die genannten Beispiele ist die Erforschung des mechanischen Verhaltens teilgesättigter Böden bei monotoner Belastung entscheidend. Ähnliche Problemstellungen ergeben sich auch für zyklische Belastungen, wie sie beispielsweise infolge wiederholter Fahrzeugüberfahrten im Unterbau einer jeden Straße auftreten. Wie wirken die Kapillareffekte bei einer Verdichtung des Bodens? Welchen Einfluss haben zyklische Lasten auf eine Akkumulation von Porenfluiddrücken im teilgesättigten Boden? Kann es zu einer Veränderung der vorhandenen günstig wirkenden Saugspannungen oder der Größenordnung der Kapillarität kommen, wenn der Boden zyklisch belastet wird und eine Verdichtung und eine Erhöhung der Sättigung erfährt? Alle diese Fragen sind noch weitestgehend ungeklärt und werden derzeit im Rahmen eines DFG-Forschungsprojektes untersucht. In diesem Beitrag wird die Wechselwirkung der Kapillareffekte mit dem hydraulisch-mechanischen Verhalten von teilgesättigtem Sand beschrieben. Das mechanische Verhalten des teilgesättigten Bodens bei monotoner und zyklischer Belastung wird unter anderem mit Hilfe von Einfachscherversuchen untersucht, deren Methodik und erste Ergebnisse hier vorgestellt werden.

## 2 Grundlagen

### 2.1 Kapillarität

Infolge der Kapillarität treten in granularen Medien aufgrund der Oberflächenspannung des Porenwassers an der Grenzschicht zur Porenluft Oberflächenspannungen auf. Die Young-Laplace-Gleichung 1 stellt den Zusammenhang zwischen der Oberflächenspannung des Wassers  $T_s$  und der Differenz aus Porenluftdruck  $u_a$  und Porenwasserdruck  $u_w$  her, die auch als Kapillardruck oder (Matrix-)Saugspannung  $s$  bezeichnet wird [FR93].

$$s = (u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R} \quad (1)$$

Wenn der Benetzungswinkel zwischen Porenwasser und Feststoffphase Null ist, geht der Krümmungsradius  $R$  des Meniskus in den Porenradius über. Die Oberflächenspannung wirkt sich um so stärker aus, je kleiner der Porenradius des Korngerüsts ist. Daher weisen feinkörnigere Böden größere Kapillareffekte auf als grobkörnige. Aus

mechanischer Sicht erzeugt die Saugspannung eine Erhöhung der effektiven Spannungen, weil das Korngerüst durch die Oberflächenspannung in der Membran der Wasser-menisken zusammengezogen wird. Dieses führt zu einer Erhöhung der Scherfestigkeit und Steifigkeit teilgesättigter Böden, die bei bindigen Böden mehrere hundert Kilopascal betragen kann.

## 2.2 Hydraulische Eigenschaften teilgesättigter Böden

Der wichtigste Zusammenhang zur Beschreibung des hydraulisch-mechanischen Verhaltens eines teilgesättigten Bodens ist die Beziehung zwischen Saugspannung und Sättigungsgrad, die auch als Kapillardruck-Sättigungs-Beziehung (engl. soil-water characteristic curve, SWCC) bekannt ist. Die SWCC ist auf mikromechanischer Ebene durch viele Faktoren beeinflusst, wie beispielsweise die Korngrößenverteilung oder die unterschiedlichen Benetzungswinkel bei Be- und Entwässerung. Dies führt zu einem hysteretischen Verhalten der SWCC bei Entwässerung und Bewässerung der Poren. Außerdem ergeben sich zwischen den einhüllenden Hauptent- und Bewässerungskurven Sättigungspfade bei einer Umkehr der Strömungsrichtung des Porenwassers, die als Scanning-Curves bezeichnet werden [Bea79]. Der typische Verlauf einer SWCC für Entwässerung und Bewässerung sowie zweier Scanning-Pfade ist in Abbildung 1 dargestellt. Nicht dargestellt ist die zusätzliche Abhängigkeit der SW-

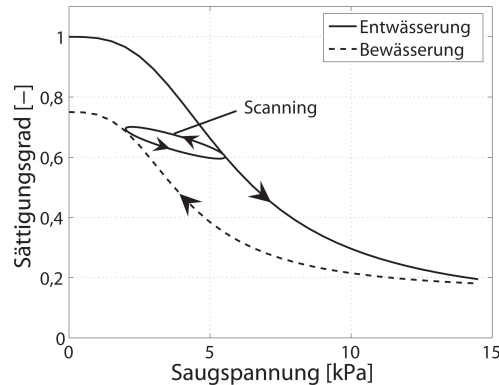


Abbildung 1: Typischer Verlauf einer Kapillardruck-Sättigungs-Beziehung

CC von der Porenzahl des Bodens. Je dichter die Lagerung, desto stärker wirken sich die Kapillareffekte aus, sodass sich der Verlauf der SWCC in Abbildung 1 tendentiell nach rechts verschiebt. Das Verhalten der SWCC hängt stark von der Bewässerungsgeschichte ab und zeigt, dass der Boden offenbar auch im hydraulischen Sinne ein Gedächtnis besitzt. Die Berücksichtigung einer Hysterese in Kapillardruck-Sättigungs-Beziehungen scheint insbesondere bei zyklischer Belastung mit Wechsel der Bewässerungsrichtung von Bedeutung zu sein. Ingenieuransätze beschreiben die SWCC auf

makroskopischer Ebene und bedienen sich statistischer oder physikalischer Modelle [Lin09].

Neben dem hydraulischen Zusammenhang zwischen Saugspannung und Sättigungsgrad weisen teilgesättigte Böden eine weitere Besonderheit bei der Durchströmung des Porenraums auf. Infolge der gegenseitigen Behinderung der beiden Medien Luft und Wasser bei der gemeinsamen Durchströmung des Porenraums liegt eine Verminderung der Durchlässigkeit bezogen auf den gesättigten Zustand vor. In Berechnungsansätzen wird diesem Phänomen gewöhnlich über eine relative Durchlässigkeit Rechnung getragen, die den Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  nach Darcy modifiziert [FR93].

### 2.3 Effektive Spannungen und Scherfestigkeit

Das Prinzip der effektiven Spannungen nach Terzaghi [Ter36] wurde von Bishop für teilgesättigte Böden unter Einbeziehung des Porenluftdrucks und des Porenwasserdrucks erweitert (siehe Gleichung 2). Dabei wird die Beeinflussung der effektiven Spannungen durch die Saugspannung ( $u_a - u_w$ ) durch den dimensionslosen Parameter  $\chi$  gewichtet, der häufig mit dem Sättigungsgrad  $S_w$  für Porenwasser gleichgesetzt wird, da die Beziehung  $\chi = S_w$  die Bedingungen  $\chi(S_w = 0) = 0$  und  $\chi(S_w = 1) = 1$  erfüllt. Hierdurch ist ein stetiger Übergang der effektiven Spannungen zwischen trockenem und wassergesättigtem Boden gegeben.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2)$$

Unter Verwendung der Grenzbedingung nach Coulomb ergibt sich die Scherfestigkeit  $\tau_f$  eines teilgesättigten Bodens nach Bishop aus Gleichung 3 [Bis59]. Zur Kohäsion  $c'$  kommt die Kapillarkohäsion  $c_c$  aus der Saugspannung hinzu.

$$\begin{aligned} \tau_f &= c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \varphi' \\ &= c' + (\sigma - u_a) \tan \varphi' + \underbrace{\chi(u_a - u_w) \tan \varphi'}_{\text{Kapillarkohäsion } c_c} \end{aligned} \quad (3)$$

Die Visualisierung von Gleichung 3 entspricht der Übertragung der Schergerade nach Coulomb in den Normalspannungs-Saugspannungs-Scherspannungs-Raum, wobei die Gerade zur Ebene wird. Für die Wahl des Parameters  $\chi = S_w$  liegt eine gekrümmte Fläche vor, die in der Abbildung 2a exemplarisch dargestellt ist. Zu erkennen ist, dass der Verlauf der SWCC eines Bodens nach diesem Modellansatz einen wesentlichen Einfluss auf die Scherfestigkeit hat.

Das theoretische Modell zeigt ein Anwachsen der Scherfestigkeit mit der Saugspannung. Aus Versuchsergebnissen lassen sich ähnliche Tendenzen ableiten. So führte Donald Rahmenscherversuche mit monotoner Belastung an verschiedenen kohäsionslosen Böden durch und regelte während der Scherung die Saugspannung in Form negativer Wasserdrücke. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Scherfestigkeit in einem bestimmten Saugspannungsbereich erhöht ist [Don56], was für das theoretische Modell nach Bishop spricht. Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Saugspannung für einen Sand aus [Don56] ist in Abbildung 2b dargestellt.

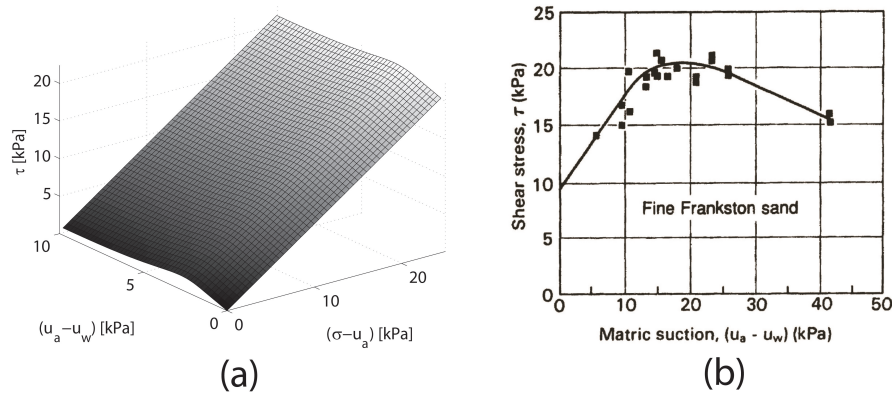


Abbildung 2: (a) Scherebene im Normalspannungs-Saugspannungs-Scherspannungs-Raum (b) Scherfestigkeit in Abhängigkeit der Saugspannung aus [Don56].

### 3 Kapillareffekte bei einem Sand

Im Rahmen des laufenden DFG-Forschungsprojektes „Kapillareinfluss auf das mechanische Verhalten nichtbindiger Böden unter dynamisch hochbeanspruchten Logistikflächen“ wird ein schwach feinsandiger, schwach grobsandiger Mittelsand verwendet. Es handelt sich um einen Spülsand aus der Elbe, der beispielsweise zur Hinterfüllung von Kaianlagen am Container Terminal Burchardkai (CTB) im Hamburger Hafen eingesetzt wurde. Der Sand soll daher im folgenden „CTB-Sand“ genannt werden. Ausgewählte Bodenparameter sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Tabelle 1: Parameter des CTB-Sandes

$\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	$e_{min}$ (-)	$e_{max}$ (-)	$d_{10}$ (mm)	$d_{max}$ (mm)	$U$ (-)
2,65	0,41	0,86	0,16	2,0	2,4

#### 3.1 Kapillardruck-Sättigungs-Verhalten

Das Kapillardruck-Sättigungs-Verhalten des CTB-Sandes für Entwässerung wurde mit Hilfe verschiedener Verfahren ermittelt. Die Kapillareffekte sind typischerweise für einen Mittelsand gering. Eine Variation der Porenzahl des Bodens ergab einen unterschiedlichen Verlauf der Kurven wie in Abbildung 3 dargestellt. Die Kapillarität hängt von der Porenzahl ab. Bei dichter Lagerung nehmen die Kapillareffekte zu. Aus

den unter statischen Bedingungen ermittelten Kurven lässt sich ableiten, dass sich die Kapillarität theoretisch auch bei der Volumenänderung durch Kontraktranz oder Dilatanz während einer Scherung ständig ändern muss. Ein Vergleich der experimen-

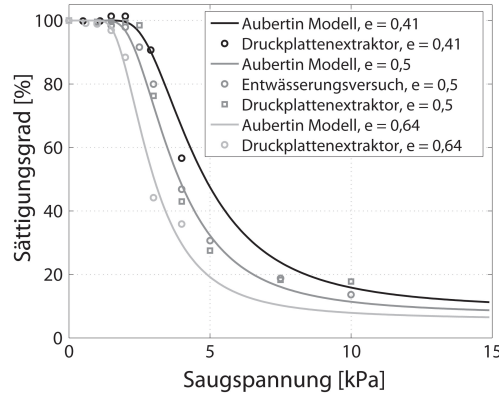


Abbildung 3: SWCC von CTB-Sand für verschiedene Porenzahlen.

tell erhaltenen Daten in Abbildung 3 mit dem physikalischen Modell nach Aubertin et al. [AMBC03], das den Verlauf der Kapillardruck-Sättigungs-Beziehung für Entwässerung aus den Bodenparametern  $\rho_s$ ,  $d_{10}$  und  $U$  in Abhängigkeit der Porenzahl berechnet, zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

### 3.2 Quantifizierung der Kapillarkohäsion

Um experimentell untermauerte Aussagen über die Größenordnung der bei grobkörnigen Böden geringen Kapillarkohäsion treffen zu können, wurden einaxiale Druckversuche am CTB-Sand durchgeführt, bei denen der gravimetrische Wassergehalt, bzw. der Sättigungsgrad variiert wurde. Die zylindrischen Proben wurden mit dem gewünschten Wassergehalt hergestellt und lagenweise verdichtet. Aufgrund der unterschiedlichen Verdichtbarkeit wurden streuende Porenzahlen zwischen 0,55 und 0,62 erzielt. Durch weggesteuertes Abscheren ergibt sich beim Bruch ein Maximalwert der ersten Hauptspannung. Da die Probe horizontal nicht gehalten wird, ist der Mohrsche Kreis bestimmt und unter Kenntnis des Reibungswinkels, der für eine dichte Lagerung aus Triaxialversuchen zu  $\varphi' = 40,3^\circ$  ermittelt wurde, kann die Kapillarkohäsion berechnet werden. Abbildung 4 zeigt das Versagen einer Probe mit einem Einbauwassergehalt von 10 % in der Einax-Pressen zu verschiedenen Zeitpunkten. Weiterhin ist die aus verschiedenen einaxialen Druckversuchen ermittelte Kapillarkohäsion über den Einbausättigungsgrad, bzw. über die aus dem Einbausättigungsgrad nach dem Van Genuchten Modell für die SWCC [Gen80] berechnete zugehörige Saugspannung dargestellt. Zusätzlich wird die theoretische Kapillarkohäsion nach Gleichung 3 aus den



Versuchsdaten der SWCC sowie nach dem Aubertin Modell berechnet und zum Vergleich dargestellt.

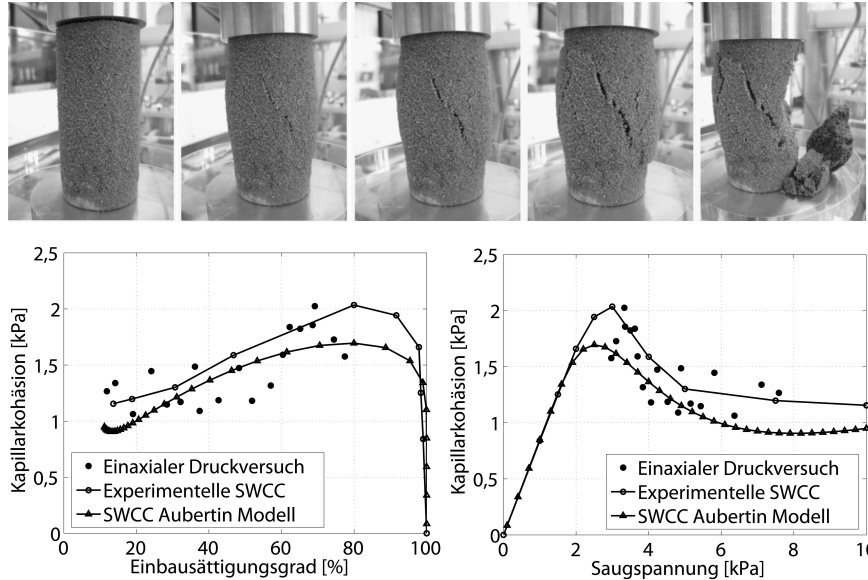


Abbildung 4: Aus einaxialen Druckversuchen ermittelte und aus theoretischen Beziehungen berechnete Abhängigkeit der Kapillarkohäsion von Einbausättigungsgrad und Saugspannung.

### 3.3 Einfachscherversuche an teilgesättigtem CTB-Sand

Zur Untersuchung des Einflusses der Saugspannung auf das mechanische Verhalten des Bodens und zur Beurteilung von Saugspannungsänderungen wurden Einfachscherversuche mit monotoner und zyklischer Belastung des Sandes durchgeführt. Dabei wurden zwei Versuchsvarianten verfolgt: In sogenannten CW-Versuchen (constant water content) wurden die Proben mit festgelegtem Einbauwassergehalt eingebaut. Während des Versuches sind die Proben von oben dem atmosphärischen Luftdruck ausgesetzt und dadurch liegen drainierte Randbedingungen für die Porenluft vor. Der Wassergehalt hingegen kann sich nicht ändern, da keine Drainagemöglichkeit für das Porenwasser vorliegt. Hierdurch ergeben sich Sättigungsänderungen allein durch eine Volumenänderung der Probe, die auch eine Änderung des Porenwasserdrucks zur Folge haben kann. In sogenannten CS-Versuchen (constant suction) wird die Saugspannung in der Probe in Form eines negativen Wasserdruckes konstant gehalten, wodurch eine Drainagemöglichkeit für das Porenwasser gegeben sein muss. Auch in dieser Versuchsvariante ist der Porenluftdruck atmosphärisch.

The diagram illustrates a triaxial test setup for soil mechanics. On the left, a horizontal burette (Horizontale Burette) is connected to a vacuum regulator (Vakuum Regulator) and a gas collection flask (Laborsammel-flasche). The burette is used to apply suction to a soil sample (Sandprobe) contained within a triaxial cell. The cell consists of a porous ceramic (poröse Keramik) top cap and a bottom plate (Gezähnte poröse Keramikplatte), separated by a latex membrane (Latex-membran). The sample is surrounded by a steel ring (Stahl-Ringe). The top cap is connected to a top cap tensiometer (Topcap-Tensiometer), and the bottom plate is connected to a control tensiometer (Kontroll-Tensiometer). The sample is subjected to a vertical stress  $\sigma$  and a horizontal stress  $\tau$ . The vertical stress is applied by a top cap, and the horizontal stress is applied by a lateral pressure chamber. The sample is also subjected to a suction  $u_w$  (negative pore water pressure) and a total stress  $p_{atm}$  (atmospheric pressure). The suction is applied by the horizontal burette, and the total stress is applied by the top cap. The diagram also shows the relationship between stress and strain for a uniaxial test:  $\epsilon = \frac{s}{h_0}$  for normal strain and  $\gamma = \frac{u}{h_0}$  for shear strain.

Versuchen wurde der Sand in dichter Lagerung untersucht. Hierfür wurde der Boden in den CS-Versuchen durch Einrieseln in Wasser eingebaut und durch Vibration verdichtet. Daraufhin wurde der Sand ausgehend vom gesättigten Zustand durch das Aufbringen einer Saugspannung entwässert und schließlich bei Erreichen konstanter Saugspannung und Sättigung monoton oder zyklisch geschert. In den CW-Versuchen wurde der bereits teilgesättigte Sand lagenweise eingebaut und durch einen Stempel auf Sollhöhe angedrückt. Alle Einfachscherversuche wurden bei einer konstanten Auflastspannung von 50 kPa mit horizontaler Wegsteuerung in der Scherphase durchgeführt.

### 3.4 Erste Ergebnisse

Ausgewählte Ergebnisse von Einfachscherversuchen mit Kontrolle der Saugspannung und monotoner Belastung sind in Abbildung 6 dargestellt. Zu sehen sind Ergebnisse für eine gesättigte Probe und für negative Wasserdrücke  $u_w = -1, -2, -4$  kPa. Mit der gewählten Versuchsanordnung lassen sich die geringen Saugspannungen wäh-

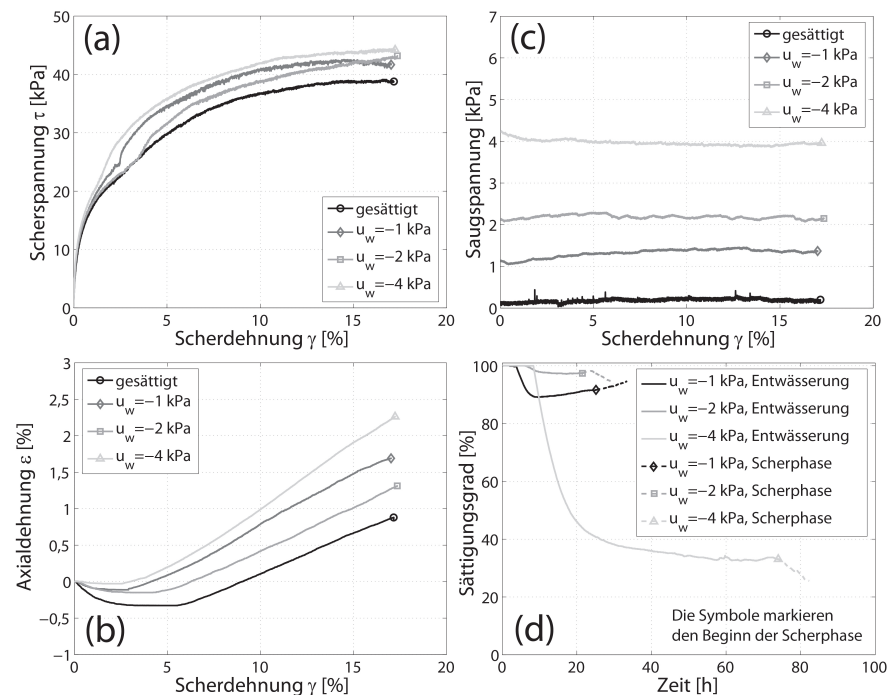


Abbildung 6: Versuchsergebnisse aus CS-Einfachscherversuchen mit monotoner Belastung ( $v_{\text{Scher}} = 0,005$  mm/min): (a) Scherspannung vs. Scherdehnung (b) Axialdehnung vs. Scherdehnung (c) Saugspannung vs. Scherdehnung (d) Sättigungsgrad vs. Versuchszeit während der Entwässerungs- und Scherphasen.

rend der Scherphase relativ konstant halten. Während der Scherung neigen die Proben mit höherer Saugspannung zur weiteren Entwässerung. Die Scherspannung wird für die verschiedenen Proben unterschiedlich stark mobilisiert und es zeigt sich eine Zunahme von Schubsteifigkeit und maximaler Scherspannung mit zunehmender Saugspannung. Tendenziell scheint die Neigung zur Dilatanz mit zunehmender Saugspannung zuzunehmen. In den CW-Einfachscherversuchen ohne Saugspannungsregelung kann sich die Saugspannung während der Scherphase verändern. Sättigungsänderungen ergeben sich allein infolge der Volumenänderung der Probe und werden aus dem Anfangswassergehalt und den Versuchsdaten berechnet. Abbildung 7 zeigt gemessene

ne Saugspannungs- und Sättigungsverläufe während der Scherphase für Sandproben mit verschiedenen Einbauwassergehalten. Der Einfluss zyklischer Einfachscherung

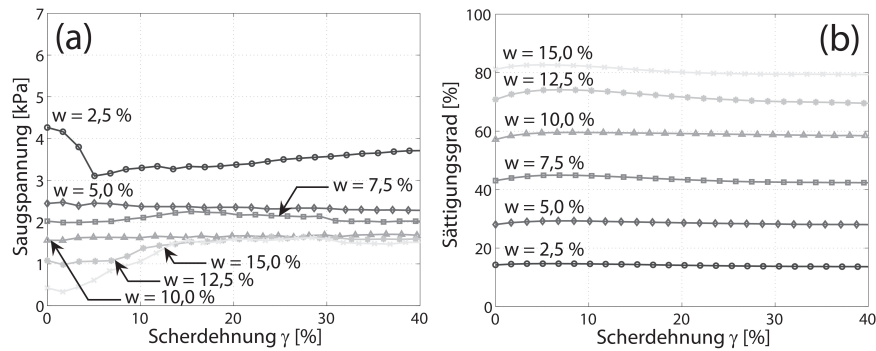


Abbildung 7: Versuchsergebnisse aus CW-Einfachscherversuchen mit monotoner Belastung ( $v_{\text{Scher}} = 0,03 \text{ mm/min}$ ): (a) Saugspannung vs. Scherdehnung (b) Sättigungsgrad vs. Scherdehnung.

auf teilgesättigte Sandproben mit kontrollierter Saugspannung ist in der Abbildung 8 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Axialdehnung in der zyklischen Scherphase mit zunehmender Saugspannung geringer ausfällt. Aufgrund des Wechsels von Kontraktion und Dilatanz ändert sich die Saugspannung trotz ihrer Regelung geringfügig. Die Änderung ist um so stärker, je größer der Sättigungsgrad, bzw. je niedriger die Saugspannung ist. Der Sättigungsgrad nimmt während der zyklischen Scherung tendenziell durch Entwässerung ab (hier nicht dargestellt). Die Saugspannungs- und Sättigungs-

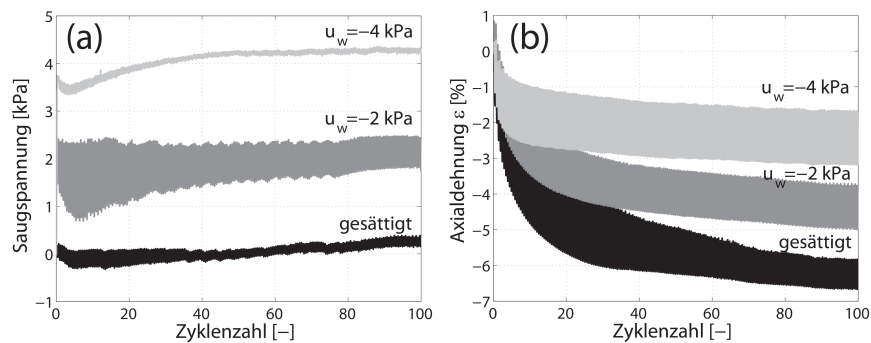


Abbildung 8: Versuchsergebnisse aus CS-Einfachscherversuchen mit zyklischer Belastung ( $v_{\text{Scher}} = 0,58 \text{ mm/min}$ ): (a) Saugspannung und (b) Axialdehnung vs. Zyklenzahl.

änderung in CW-Einfachscherversuchen ist in Abbildung 9 dargestellt. Die stärksten

Saugspannungsänderungen ergeben sich für die Proben mit Wassergehalten von 12,5 und 15,0 %. Rechnerisch ergibt sich bei den sehr feuchten Proben eine vollständige Aufsättigung aufgrund der zyklischen Verdichtung. Die Proben lassen sich in Abhän-

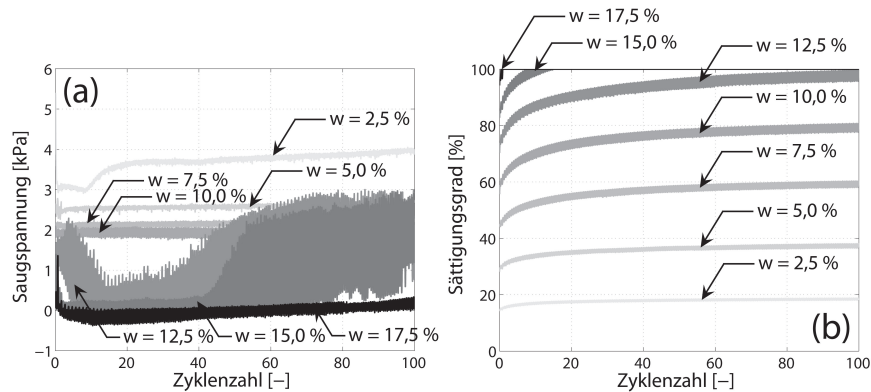


Abbildung 9: Versuchsergebnisse aus CW-Einfachscherversuchen mit zyklischer Belastung ( $v_{\text{Scher}} = 0,6 \text{ mm/min}$ ): (a) Saugspannung und (b) Sättigungsgrad vs. Zyklenzahl.

gigkeit ihres Wassergehaltes unterschiedlich gut verdichten. Ein Vergleich der Trockendichte nach 100 Scherzyklen mit der Proctor-Dichte zeigt, dass sich die Proben unter zyklischer Scherung stärker verdichten lassen und einen geringeren optimalen Wassergehalt aufweisen (Abbildung 10a). Dieses lässt sich mit der Kapillarkohäsion erklären, die in einem gewissen effektiven Wassergehaltsbereich bei wiederholter Mobilisierung durch Scherung die Verdichtung verhindert, was aus Abbildung 10b hervorgeht. Hier sind die Maximalwerte und Beträge der Minimalwerte der Scherspannungen aus 100 Zyklen verschiedener Versuche in Abhängigkeit des Einbauwassergehaltes dargestellt, die die Wirkung der Kapillarkohäsion theoretisch enthalten.

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurden erste Ergebnisse aus einem laufenden DFG-Forschungsprojekt vorgestellt, in dem es um den Einfluss der Kapillareffekte auf das Tragverhalten des nichtbindigen Unterbaus von Logistikflächen geht. Zunächst wurde die geringe Größenordnung der Kapillarität von einem typischerweise im Bau von Hafenlogistikflächen verwendeten Sand aufgezeigt und schließlich eine Methode zur Untersuchung des mechanischen Verhaltens teilgesättigter Sandproben im Einfachschergerät vorgestellt. Die dargestellten experimentellen Ergebnisse zeigen, dass trotz des geringen Niveaus der Kapillarität in teilgesättigtem Sand, eine Beeinflussung des mechanischen

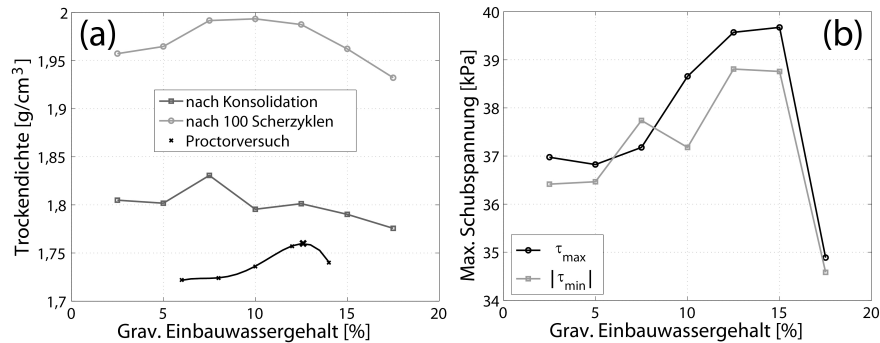


Abbildung 10: Versuchsergebnisse aus CW-Einfachscherversuchen mit zyklischer Belastung: (a) Trockendichte und (b) Maximale und Betrag der minimalen Schubspannungen als Funktion des Einbauwassergehalts.

Verhaltens vorliegt. Dieses gilt insbesondere für die Volumenänderung und die Neigung zur Verdichtung in Abhängigkeit der Saugspannung bzw. des Wassergehaltes bei zyklischer Belastung. Je nach Drainagemöglichkeit für Porenluft und Porenwasser kommt es unter mechanischer Belastung zu einer Änderung der Saugspannungen und der Sättigung und damit der effektiven Spannungen. Infolge zyklischer Belastung können sich diese Effekte akkumulieren. Mit zunehmender Verdichtung oder Auflockerung verändert sich theoretisch die Kapillarität, die von der Porengröße abhängt. Im Rahmen weiterer Forschung sollen weitere Einfachscherversuche und Triaxialversuche mit der vorgestellten Versuchsmethodik durchgeführt werden, um das Verhalten der Kapillarität bei zyklischer Belastung noch besser zu verstehen. Weiterhin werden numerische Simulationen mit einem Dreiphasen-Kontinuumsmodell in Kombination mit einer hypoplastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für das Korngerüst von Sand durchgeführt, um die vorgestellten Phänomene unter idealisierten Bedingungen zu untersuchen. Als Gesamtziel der Untersuchungen soll die Frage geklärt werden, ob unter Berücksichtigung der Kapillareffekte infolge zyklischer Belastung eine Beeinflussung des Tragverhaltens vorliegt.

## Danksagung

An dieser Stelle wird der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) für die finanzielle Unterstützung des Forschungsprojektes GR 1024/11 „Kapillareinfluss auf das mechanische Verhalten nichtbindiger Böden unter dynamisch hochbeanspruchten Logistikflächen“ gedankt.

## Literatur

- [AMBC03] AUBERTIN, M. ; MBONIMPA, M. ; BUSSIÈRE, B. ; CHAPUIS, R. P.: A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. In: *Canadian Geotechnical Journal* 40 (6) (2003), S. 1104–1122
- [AST] ASTM D 6528–07: *Standard test method for consolidated undrained direct simple shear testing of cohesive soils*. ASTM International
- [Bea79] BEAR, J.: *Hydraulics of groundwater*. New York: Mc Graw-Hill (McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Eng.), 1979
- [Bis59] BISHOP, A. W.: The principle of effective stress. In: *Teknisk Ukeblad* 106 (39) (1959), S. 859–863
- [Don56] DONALD, I. B.: Shear strength measurements in unsaturated non-cohesive soils with negative pore pressures. In: *Proc. of 2nd Australia-New Zealand Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Christchurch, New Zealand)*, 1956, S. 200–205
- [FR93] FREDLUND, D. G. ; RAHARDJO, H.: *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, 1993
- [Gen80] GENUCHTEN, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. In: *Soil Science Society of America Journal* 44 (5) (1980), S. 892–898
- [Lin09] LINS, Y.: *Hydro-mechanical properties of partially saturated sand.*, Faculty of Civil Engineering, University Bochum, Diss., 2009
- [Ter36] TERZAGHI, K.: The shear resistance of saturated soils. In: *Proc. of 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Cambridge, MA)*, vol. 1, 1936, S. 54–56





# Mehrphasen-Modell zur Simulation von Suffosion

**H. Pfletschinger-Pfaff<sup>1</sup>, J. Kayser<sup>1</sup>, H. Steeb<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Abteilung Geotechnik

<sup>2</sup>Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl Kontinuumsmechanik

---

*Die numerische Simulation von interner Bodenerosion wird in diesem Beitrag in einer kontinuumsmechanischen Formulierung vorgestellt. Die mathematische Modellformulierung basiert auf der Betrachtung des Bodens als Mehrphasenmedium unter Berücksichtigung von Bilanzgleichungen für jede Phase. Der Abtrag von Bodenfeinteilen als Prozess der internen Bodenerosion ist in Form eines porositätsabhängigen Austauschterms definiert und ist begrenzt durch den Feinkornanteil im Boden. Die numerische Implementierung des Modells in eine Galerkin Finite Elemente Methode erlaubt Parameterstudien der hydraulischen und mechanischen Bodeneigenschaften. Weitere Arbeitsschritte beinhalten eine detaillierte Modellverifizierung anhand von Versuchen auf unterschiedlichen Skalen.*

## 1 Einleitung

Die Durchsickerung von Erdbauwerken aufgrund hydraulischer Potentialunterschiede beeinflusst deren innere und äußere Stabilität. Die innere Stabilität kann gefährdet sein, wenn Einzelkörner des Bodens im Gesamtbauwerk transportiert werden. Maßgebend für eine Stabilitätssicherung sind sowohl geometrische als auch hydraulische Kriterien, wobei diese bei bestehenden Bemessungsmethoden üblicherweise getrennt voneinander betrachtet werden. Eine Gefährdung der inneren Stabilität von Erdbauwerken liegt insbesondere vor, wenn ein Transport von Feinteilen durch das Korngerüst geometrisch möglich ist (geometrisches Kriterium) und eine ausreichend starke Wasserströmung im Porenraum zur Erosion von Bodenteilen vorhanden ist (hydraulisches Kriterium).

Die interne Bodenerosion tritt hauptsächlich in nicht kohäsiven Böden auf. Als Erosion wird der Transport aller Kornfraktionen eines Bodens bezeichnet. Die Suffosion hingegen bezeichnet den Transport der feinen Kornfraktionen eines Bodens im Porenraum des Korngerüsts der Grobfraktion [MMB13] (Abb. 1). Der Abtrans-

port von Feinpartikeln resultiert in eine lokale Erhöhung der Porosität, die wiederum die lokale hydraulische Durchlässigkeit des Bodens erhöht. Der zur Suffosion umgekehrte Vorgang, bei dem Bodenfeinteile in der Bodenmatrix angelagert werden, bezeichnet man als Kolmation [MMB13].

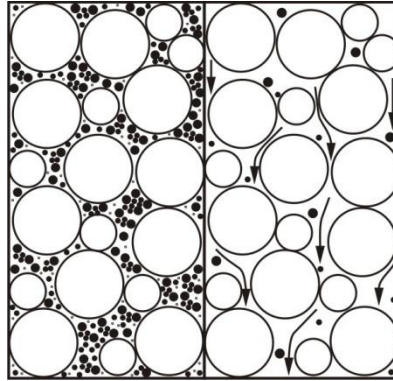


Abbildung 1: Schematische Darstellung von Suffosion (linke Seite: Anfangszustand, rechte Seite: Endzustand) [MMB13].

Die numerische Betrachtung der Stabilität suffosiver Erdbauwerke birgt die Schwierigkeit, das auf der Porenskala stattfindende Phänomen des Transports von Bodenfeinteilen auf das kontinuumsmechanische Verhalten des gesamten Bodenkörpers zu integrieren. Da eine diskrete Darstellung des Porenraums nur mit sehr hohem Rechenaufwand möglich und zur Darstellung eines Erdkörpers, wie z.B. eines Dammabschnittes nicht praxistauglich ist, gilt es, die Prozesse der Porenskala auf ein Kontinuum zu übertragen.

Die Übertragung des mikroskopischen Bodenverhaltens auf ein makroskopisches Bodenelement wird in der Bodenmechanik vielfach durch die Anwendung der Theorie Poröser Medien realisiert, die eine Kombination aus der Mischungstheorie nach [Tru66] und des Konzeptes vorhandener Volumenanteile darstellt [Ehl02]. Eine Erweiterung der klassischen 2-Phasenbetrachtung des Bodens bestehend aus dem Bodenfestkörper und dem den Boden füllenden Fluid um suffosions-relevante Phasen ermöglicht die Simulation gekoppelter hydromechanischer Prozesse in einem Erdbauwerk unter Berücksichtigung von Materialtransport als porenskaliger Prozess. Im folgenden Beitrag wird ein entsprechendes Modell nach [SS12] vorgestellt.

## 2 Modellkonzept

Das vorgestellte Modell nach [SS12] beruht auf der Anwendung der Theorie Poröser Medien. Das thermodynamisch konsistente Modell berücksichtigt bodenhydraulische und bodenmechanische Eigenschaften sowie Bodenstrukturänderung aufgrund des Abtrags von Bodenfeinanteilen.

## 2.1 Theoretisches Konzept

Die Theorie Poröser Medien basiert auf der Mischungstheorie nach [Tru66] unter Berücksichtigung von Volumenanteilen der einzelnen Phasen. Zur theoretischen Modellentwicklung wird ein Volumenelement betrachtet, über das die porenskaligen Prozesse gemittelt werden können [Ehl02]. Das Volumenelement eines Körpers besteht somit aus den Volumenanteilen einzelner zu definierender Phasen.

Im einfachsten Fall wird der Boden als Zweiphasenmedium, bestehend aus einer festen Phase – dem Korngefüge - und einer flüssigen Phase - dem die Bodenporen füllendem Wasser - dargestellt.

Zur Darstellung von Suffosion werden dem Festkörper-Fluid-Gemisch Phasen zugeordnet, die die Erodierbarkeit und Erosion innerhalb der Phasen beschreiben können. Diese Phasen sind

- das feste Bodenskelett  $s$ ,
- die an das Bodenskelett anhaftenden erodierbaren Bodenfeinteile  $a$ ,
- das Fluid  $f$  und
- die vom Bodenskelett gelösten im Fluid konzentrierten Bodenfeinteile  $sa$ .

Der Erosionsvorgang ist definiert als Austauschvorgang zwischen den beiden Phasen der an den Festkörper anhaftenden und der im Fluid konzentrierten Feinteile (Abb. 2).

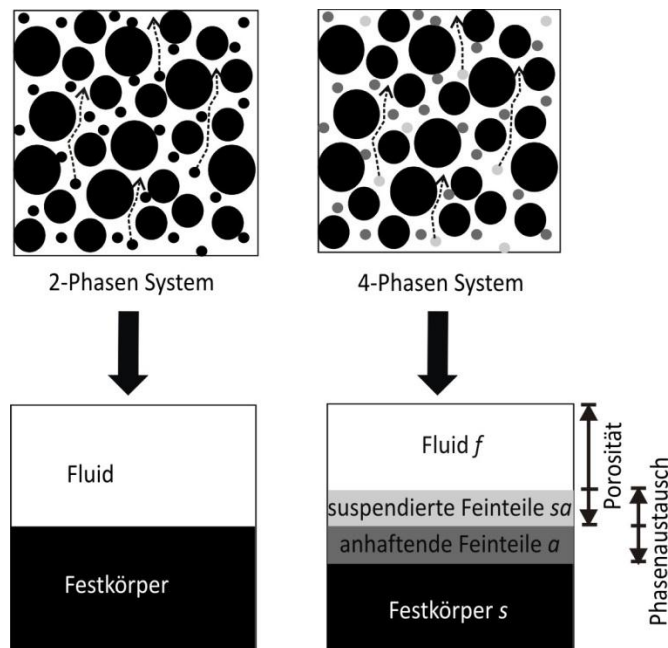


Abbildung 2: Modellkonzept zur Darstellung von Suffosion anhand von Volumenanteilen.

Das bestehende Modellkonzept geht von einem vollgesättigtem Boden aus, d.h. eine Luftphase wird nicht berücksichtigt. Das Modellkonzept unter Einteilung der Festkörperphase in stabile und instabile Anteile wurde bereits in [VPS01] und [SD03] vorgestellt und entsprechend der Anwendung auf interne Bodenerosion von [SS12] erweitert.

## 2.2 Mathematisch-Physikalische Grundlagen

Das hydraulische, bodenmechanische, und insbesondere das suffosive Verhalten des Bodens wird über die Erhaltungssätze der Masse, der Bewegungsgrößen und notwendige konstitutive Gleichungen beschrieben. Im Folgenden werden nur Formeln spezifiziert, die für die in diesem Beitrag beschriebene numerische Modellimplementierung sowie für die Verifizierung und Weiterentwicklung des numerischen Modells relevant sind. Detailliertere mathematische Grundlagen zur Modellierung poröser Medien mit Mehrphasenmodellen sind unter Anderem enthalten in [Ehl02], [SBS13] und [SS12].

Das entwickelte Gleichungssystem beruht auf der thermodynamisch konsistenten Beschreibung der einzelnen Phasen untereinander. Die Fest- und Fluidphasen werden hierbei über die Porosität volumetrisch in Beziehung gesetzt. Die Porosität  $\emptyset$  bildet sich aus den Volumenanteilen  $n$  der dem Fluid zugeordneten Phasen und verändert sich somit mit dem Erosionsvorgang (Gleichung 1).

$$\emptyset = n^{\text{fluid}} + n^{\text{suspendierte Feinteile}} \quad (1)$$

Da alle Phasen als inkompressibel angenommen werden, können die Massenverhältnisse allgemein als Volumenverhältnisse angenommen werden. Zur Beschreibung des hydrodynamischen Erosionsvorgangs ergeben sich für die vier Phasen festes Bodenskelett  $s$ , anhaftende erodierbare Bodenfeinteile  $a$ , Fluid  $f$  und im Fluid suspendierte Bodenfeinteile  $sa$  folgende volumetrische Bilanzen (Gleichungen 2 bis 5):

Porosität

$$-\partial_t \emptyset = \hat{n}^a \quad (2)$$

anhaftende Feinteile

$$(1 - \emptyset) \partial_t a + (1 - a) \partial_t \emptyset = 0 \quad (3)$$

Konzentration abgespülter Feinteile im Fluid

$$\partial_t (\emptyset \cdot c) - \partial_t (\emptyset) + \mathbf{q} \cdot \text{div } c = 0 \quad (4)$$

Fluidgeschwindigkeit

$$\text{div } \mathbf{q} = 0 \quad (5)$$

Hierbei ist  $\hat{n}^a$  der die Erosion beschreibende Austauschterm (s. Gleichung 6),  $c$  die Konzentration der Feinteile als Volumenanteil der suspendierten Bodenfeinteile  $sa$  an der Porosität  $\emptyset$  und  $\mathbf{q}$  die Filtergeschwindigkeit (s. Gleichung 7).

Zur analytischen und numerischen Simulation von Erosionsprozessen werden meist ähnliche Erosionsgleichungen verwendet, die hauptsächlich von der Hydraulik geprägt sind. Allgemein gebräuchliche Erosionsgleichungen beinhalten einen Term der Filtergeschwindigkeit und einen Term des hydraulischen Widerstandes des Bodensmaterials hinsichtlich Erosion. Im vorgestellten Modell wird der Übergang der anhaftenden Bodenfeinteile zu den suspendierten Feinteilen über einen Austauschterm  $\hat{n}^a$  definiert, der die Massenerhaltung des Gesamtkörpervolumens berücksichtigt. Die in diesem Fall betrachtete Erosionsgleichung besteht aus zwei spezifischen Bodenparametern -  $\Lambda$ , der physikalisch einem dem Porenraum entsprechenden charakteristischen Längenparameter zugeordnet werden kann, und  $m$ , ein aus Versuchen zu bestimmender Parameter - sowie der Filtergeschwindigkeit  $q$  und einem Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung steigender Porosität  $\emptyset/\emptyset_0$  (Gleichung 6). In dem vorgestellten und im Modell implementierten Term wird die Ablagerung von bereits erodierten und transportierten Feinteilen sowie die Infiltration von Feinteilen von außen nicht berücksichtigt. Die Definition eines solchen bidirektionalen Austauschterms ist z.Zt. noch schwer verifizierbar.

$$\hat{n}^a = \Lambda \left[ \frac{\emptyset_0}{\emptyset} \right]^m |q| \quad (6)$$

Die Filtergeschwindigkeit  $q$  wird nach Darcy definiert aus der intrinsischen Permeabilität des Festkörpers  $k^s$  in Abhängigkeit der Porosität  $\emptyset$ , der dynamischen Viskosität des Fluids  $\eta^f$  in Abhängigkeit der Konzentration der Feinteile  $c$ , und dem Druckgradienten des Fluids  $gradp$  (Gleichung 7).

$$q = - \frac{k^s(\emptyset)}{\eta^f(c)} gradp \quad (7)$$

Die Änderung der Permeabilität mit Änderung der Porosität wird mit der Kozeny-Carman Gleichung beschrieben [Car03] (Gleichung 8).

$$k^s(\emptyset) = k_0^s \left[ \frac{\emptyset^3}{(1-\emptyset)^2} \right] \left[ \frac{(1-\emptyset_0)^2}{\emptyset_0^3} \right] \quad (8)$$

Das hydromechanische Verhalten des Bodens kann unter Berücksichtigung poroelastischer Modellansätze zusätzlich implementiert werden [z.B. Ehl02]. Je nach Modellkomplexität können entsprechende Stoffgesetze zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Materials eingesetzt werden.

### 2.3 Numerische Umsetzung

Aus den vorgestellten Gleichungen ist ein System partieller Differentialgleichungen mit den Primärvariablen Porosität  $\emptyset$ , Fluiddruck  $p$  und Konzentration  $c$  der Bodenfeinteile im Fluid ableitbar. Der Anteil abspülbarer Feinteile ist definiert über die Primärvariable der Porosität und kann somit als einfache Sekundärvariable in das Gleichungssystem aufgenommen werden. Die zusätzliche Einführung eines Defor-

mationsgradienten für den Festkörperanteil erweitert das Modell um die Verschiebungsvariable  $u$ .

Das System partieller Differentialgleichungen kann numerisch mit Galerkin Finite Elemente Methoden (FEM) gelöst werden. Die folgenden Arbeiten wurden mit dem kommerziellen FEM-Programm Comsol Multiphysics® erstellt, in dem Systeme partieller Differentialgleichungen in der schwachen Form über Definition der Primärvariablen implementiert werden können [Com13].

Neben der Implementierung in der schwachen Form müssen Anfangs- und Randbedingungen für die Primärvariablen, sowie Anfangsbedingungen für die Anzahl abspülbarer Feinteile, die den Erosionsprozess limitieren, definiert werden.

Die Implementierung einfacher Anfangs-Randwert-Fragestellungen zeigen die Konsistenz des Modells hinsichtlich der Primärvariablen Porosität, Konzentration der Feinteile, Fluiddruck und Festkörperdeformation (Abb. 3). Zur physikalisch-mathematischen Modellverifizierung werden Anfangs-Randwert-Probleme von Durchströmung ohne suffosiven Feinkornanteil, sowie statische und zeitvariable Durchströmung mit variablem Feinbodenanteil aufgestellt. Simulationen mit Veränderungen der Bodenparameter der aufgestellten Konstitutivbeziehungen zeigen eine deutliche Dominanz des Anfangswerts der hydraulischen Bodenleitfähigkeit hinsichtlich der Erosionsdynamik, d. h. je größer die Durchlässigkeit desto stärker die Suffosion.

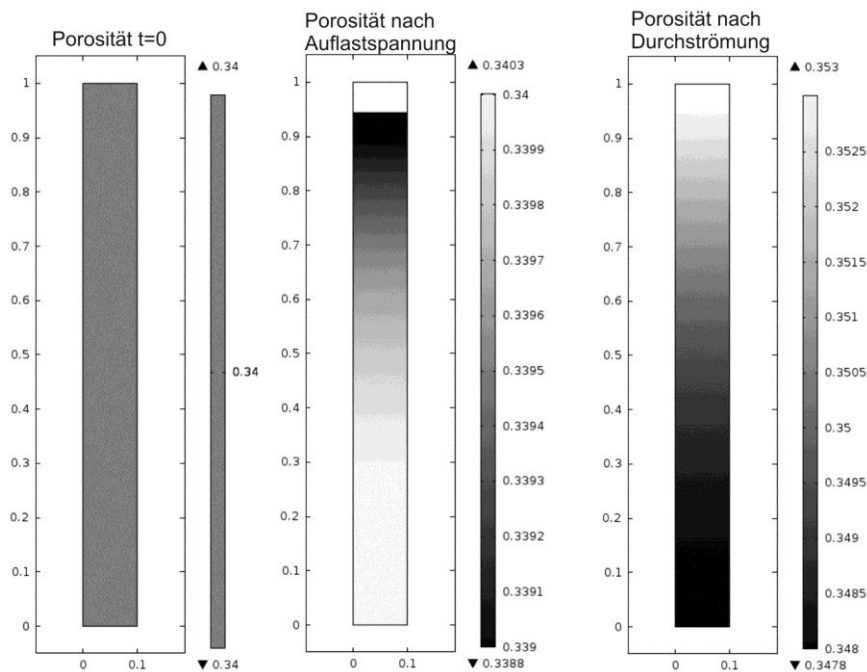


Abbildung 3: Simulationsergebnisse zur physikalischen Modellverifizierung: Porositätsänderung mit Auflastspannung und anschließender Durchströmung mit Feinkornabtrag.



Die Anfangs- und Randbedingungen des Versuchsaufbaus und -ablaufs wurden im vorhandenen Modell in Comsol Multiphysics® implementiert. Da die meisten Versuche mit 2-gestuftem Bodenmaterial durchgeführt wurden, wurde der die Erosion begrenzende Feinkornanteil aus den veröffentlichten Körnungsdiagrammen entnommen. Zur Modellvalidierung wurden insbesondere Messdaten unterschiedlicher Druckaufnehmer verwendet, die sowohl in verschiedenen Höhen als auch an verschiedenen Seiten des runden Versuchsbehälters angebracht waren (s. Abb. 4, *ports*). Die Versuchsergebnisse zeigten, dass Versagensmechanismen aus lokalen Abspülungen von Feinteilen resultierten. Die Darstellung solcher lokaler Prozesse ist im numerischen Modell nur mit unterschiedlichen Anfangsbedingungen, insbesondere der Porosität möglich. Je nach Anfangsverteilung der Porosität und Vorgaben der hydraulischen Bodeneigenschaften konnten lokale Prozesse, ähnlich den gemessenen abgebildet werden (Abb. 5).

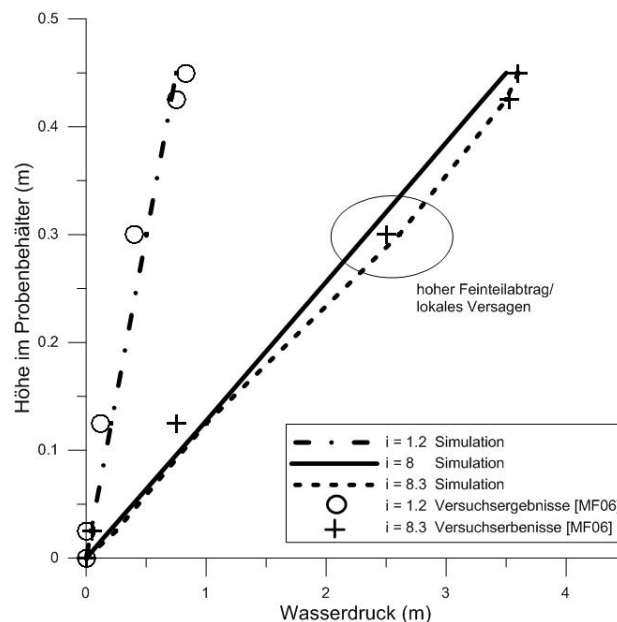


Abbildung 5: Vergleich Versuchsdaten zu lokalem Versagensverhalten aus [MF06] und Simulationen mit heterogener Anfangsporosität.

Aufgrund von einer hohen Anzahl offener Modellparameter, die in den Versuchen nicht ermittelt wurden, kann das Modell bisher nur qualitativ an die vorhandenen Daten angepasst werden. Da die laufenden Simulationen noch mit vielen Unbekannten und physikalischen Vereinfachungen durchgeführt werden, sind im weiteren Verlauf detailliertere Modellspezifikationen notwendig. Unter anderem soll ein komplexeres bodenmechanisches Verhalten berücksichtigt werden.

Schwierigkeiten in der Simulation der lokalen Versagensprozesse liegen auch in der numerischen Stabilität. Insbesondere eine im Simulationsverlauf erreichte ma-



ximale Porosität und die damit erhöhte hydraulische Leitfähigkeit führt zu Instabilitäten mit den verwendeten numerischen Konfigurationen.

### 3.2 Porenskala-Versuche

Zur besseren Definition des Erosionsterms und zum besseren Verständnis der Austauschprozesse werden kleinskalige Zellenversuche mit einem geometrisch stark strukturiertem Festkörperskelett durchgeführt. Feinteile verschiedener definierter Größen und Formen können mit einem Fluid in die Zelle eingeleitet werden. Der Modellaufbau ermöglicht sowohl die Messung des Ein- und Austrags der Feinteile über das gesamte Zellenvolumen, als auch die kontinuierliche Beobachtung einzelner Zellenstrukturen (Abb. 6).

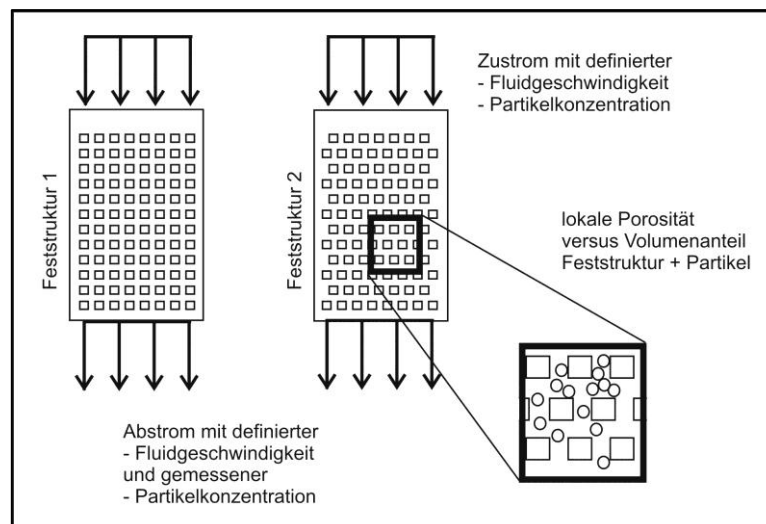


Abbildung 6: Versuchskonzept kleinskaliger Zellenversuche.

## 4 Zusammenfassung

Zur numerischen Simulation von Suffosion in Boden wurde ein kontinuumsmechanisches Modell vorgestellt. Das auf der Theorie Poröser Medien basierende Modell berücksichtigt den Abtrag und Transport von Bodenfeinteilen anhand eines Phasenaustausches zwischen am Boden anhaftenden Feinteilen und im Bodenwasser gelösten Feinteilen. Der einer Abspülung entgegengesetzte Prozess des Eintrags bzw. der Anhaftung von Feinteilen in das Bodenskelett wird mit dem bisherigen Modell noch nicht berücksichtigt.

Parameterstudien zeigten die physikalische Gültigkeit des Modells. Im Weiteren gilt es, die im Modell implementierten Konstitutivbeziehungen mit geeigneten Modellversuchen zu kalibrieren. Insbesondere der implementierte Erosionsterm ist zu erweitern, um sowohl den Abtrag, als auch die mögliche Anhaftung von Feinteilen im Bodenskelett zu beschreiben.

Mit einem validierten numerischen Modell mit physikalischen, bestimmbar Modellparametern ist die kleinskalige Erodierbarkeit von Boden kontinuumsmechanisch darstellbar. Ein Ziel einer solchen Simulation kann die Abschätzung der Standsicherheit bestehender Erdbauwerke sein, bei denen die Korngrößenverteilung des Erdkörpers grundsätzlich bekannt ist. Mit der Analyse von Parametersensitivitäten können unterschiedliche physikalische Einflüsse auf einen Bodenkörper hinsichtlich ihrer Einflüsse auf potentielle oder fortschreitende Erosion bestimmt werden.

## Literatur

- [Car03] CARRIER, W. David. *Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 129(11), 1054 (2003)
- [Com13] COMSOL, Comsol Multiphysics Reference Manual, Version 4.4, 2013
- [Ehl02] EHLERS, Wolfgang. *Foundations of multiphasic and porous materials*. In: Porous media: Theory, experiments and numerical applications, edited by W. Ehlers & J. Bluhm, pp. 3–86. Springer-Verlag, Berlin, 2002
- [Li08] LI, Maoxin. *Seepage induced instability in widely graded soils*, The University of British Columbia (Vancouver, CA). PhD-Thesis, 2008
- [MF06] MOFFAT, Ricardo A.; Fannin, R. Jonathan. *A Large Permeameter for Study of Internal Stability in Cohesionless Soils*. Geotechnical Testing Journal. Vol. 29(4):273-279 (2006)
- [MF11] MOFFAT, Ricardo A.; Fannin, R. Jonathan. *A hydromechanical relation governing internal stability of cohesionless soil*. Can. Geotech. J. 48:413-434 (2011)
- [MMB13] MMB. *Merkblatt Materialtransport im Boden*. Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, 2013
- [SBS13] SCHAUFLE, Alexander; Becker, Christian; Steeb, Holger, *Infiltration processes in cohesionless soils*. Z.angew.Math:mech.,93:138-146 (2013)
- [SD03] STEEB, Holger; Diebels, Stefan, *A thermodynamic-consistent model describing growth and remodeling phenomena*, Computational Materials Science 28(3-4), 597–607 (2003).

- [SS12] STEEB, Holger; Scheuermann, Alexander. *Modelling internal erosion: A continuum based model enriched by microstructural information*, Acta Geotechnica, submitted, 2012
- [Tru66] TRUESDELL, Clifford (Editor), *Continuum Mechanics II-IV*, Gordon & Breach, New York, 1966
- [VPS01] VARDOULAKIS, Ioannis; Papanastasiou, P.; Stavropoulou, M. Sand erosion in axial flow conditions, *Transport in Porous Media* 45, 267–281 (2001)



# Experimentelle Ermittlung intergranularer Kräfte unter Nutzung von 2D-DIC

Max Wiebicke<sup>1,2</sup>, Edward Andò<sup>2</sup>, Denis Caillerie<sup>2</sup>,  
Gioacchino Viggiani<sup>2</sup>

<sup>1</sup>TU Dresden, Institut für Geotechnik

<sup>2</sup>Grenoble-INP/UJF-Grenoble 1/CNRS UMR 5521, Laboratoire 3SR,  
Grenoble, France

---

*Die Granular Element Method (GEM) stellt ein Verfahren dar, welches die Möglichkeit eröffnet, Kontaktkräfte in Granulaten zu ermitteln. Die Methode macht dabei Gebrauch von der Digital Image Correlation (DIC), um den Deformationszustand der einzelnen Körner infolge einer Belastung zu bestimmen und diese somit als Dehnungsmesser zu verwenden. Weiterhin werden die Kontaktpunkte und die konstitutiven Parameter der Körner genutzt, um die intergranularen Kräfte zu kalkulieren. In diesem Beitrag wird die erste experimentelle Anwendung von GEM auf ein einfaches Granulat in einem biaxialen Schergerät beschrieben. Da die quantitative Güte der Ergebnisse bei der numerischen Weiterverwertung von DIC-Resultaten von hoher Relevanz ist, wurde diesbezüglich eine Optimierung durchgeführt. Des Weiteren werden eine Modifikation von GEM (GEM-plus) und eine Sensitivitätsanalyse beider Verfahren (GEM und GEM-plus) bezüglich der Eingangsparameter vorgestellt. Einige der ermittelten Kräfte wurden darüber hinaus mit den Resultaten einer alternativen Methode zur Kraftermittlung verglichen.*

## 1 Einleitung

Granulare Materialien spielen in vielen Bereichen eine wichtige Rolle. So kommen sie zum Beispiel in der Pharmazie, der Industrie, als Nahrungsmittel und als Bestandteil der Umwelt vor. Eine besondere Rolle kommt ihnen beispielsweise in der Bodenmechanik bei der Beschreibung von granularen Böden wie Sanden zu.

Obwohl ihr Verhalten auf Partikelebene vermeintlich einfachen physikalischen Gesetzen unterliegt, so können die Verhaltensweisen von Granulaten auf anderen Betrachtungsebenen nicht durch einheitliche Theorien beschrieben werden. In der Geomecha-

nik greift man so zum Beispiel auf makroskopischer Ebene auf phänomenologische Stoffmodelle in unterschiedlichsten Bezugssystemen, auf mikroskopischer Ebene auf diskrete Modelle und außerdem auf eine Kopplung der Modelle beider Skalen zurück.

Ziel für eine möglichst einheitliche Beschreibung der granularen Materialien sollte es sein, die Verbindung zwischen dem makroskopischen Verhalten und der dem zugrunde liegenden diskreten Natur der Granulate zu finden.

Um das mikromechanische Verhalten umfassend beschreiben zu können, müssen (i) die Struktur eines Granulates: die Positionen der Körner und Kontakte (ii) die Evolution der Verformungen: Verschiebungen, Rotationen und Evolution der Kontakte und (iii) die Kontaktkräfte erfasst werden [CCL97].

In den letzten Jahrzehnten wurden große Fortschritte in der experimentellen Bestimmung von Deformationen gemacht. So ist es mittlerweile möglich, die Verschiebungen und Rotationen einzelner Körner und die Verzerrungen von Kornbereichen z.B. mit Hilfe der *Digital Image Correlation* zu ermitteln [VH08].

Allerdings ist die experimentelle Beschreibung von intergranularen Kräften bisher nur über Anwendung der Photoelastizität möglich [DJ72]. Diese beschränkt sich aber auf doppelbrechende Materialien mit einfachen Geometrien und eine Kenntnis der Randkräfte, die auf das jeweilige Granulat wirken.

Durch die Entwicklung der *Discrete Element Methods* [CS79] ist es möglich geworden, Granulate mit einer hohen Anzahl von regulär geformten Partikeln in numerischen Simulationen zu untersuchen. Dadurch konnten bereits einige Beziehungen zwischen dem diskreten und dem makroskopischen Verhalten von granularen Materialien aufgestellt werden. Es mangelt allerdings immer noch an experimentellen Ermittlungen der Kontaktkräfte und somit der Validierung von bereits aufgestellten Modellen.

Andrade hat in [AA12] eine Methode vorgestellt, mit der es möglich ist, die Kontaktkräfte in irregulär geformten Granulaten experimentell zu bestimmen. Die *Granular Element Method* (GEM) nutzt die Bedingungen des statischen Gleichgewichtes und der Impulserhaltung der einzelnen Partikel, mit denen es möglich ist, die intergranularen Kräfte über die Kontaktpunkte und die mittleren Verzerrungen jedes Partikels zu bestimmen. Die Verzerrungsfelder der einzelnen Körner können experimentell mit Hilfe der *Digital Image Correlation* bestimmt werden. Numerisch wurde GEM bereits durch eine gekoppelte Anwendung mit der DEM und der Finiten Elemente Methode verifiziert [AA12].

Dieses Projekt zielt auf die experimentelle Validierung von GEM. Dazu wurden Versuche an einem ideellen Granulat in dem Schergerät 1 $\gamma$ -2 $\epsilon$  in Grenoble durchgeführt. Die Eingangsgrößen für GEM sind auf verschiedene Weisen bestimmt worden, um so einen Einblick in die Unschärfe dieser Größen zu erhalten und deren Einfluss auf die Methode mit einer Sensitivitätsanalyse zu untersuchen. Weiterhin wird eine modifizierte Formulierung vorgestellt, die physikalisch realistischere Bedingungen an die Lösung des Problems stellt. Letztendlich wurde eine alternative Methode gewählt, um einige Kontaktkräfte aus den experimentellen Messungen abzuleiten und mit den

durch GEM ermittelten zu vergleichen.

## 2 Granular Element Method (GEM)

Das mathematische Konzept der *Granular Element Method* (GEM) wurde von Andrade in [AA12] eingeführt. Um es allerdings auf die Experimente anwenden zu können, mit denen sich diese Studie befasst, musste es leicht modifiziert werden, da in der ursprünglichen Formulierung lediglich verformbare elastische Partikel betrachtet wurden.

Im Folgenden wird die in dieser Studie verwendete mathematische Formulierung von GEM kurz dargestellt. Die Gesamtmenge aller Körper, die sich im betrachteten System befinden, besteht aus elastisch verformbaren Körnern und undeformierbaren Festkörpern. Die Menge der Körner wird mit  $g \in \mathcal{G}$ , die Menge der Starrkörper mit  $u \in \mathcal{U}$  und die Gesamtmenge mit  $\mathcal{S} = \mathcal{G} \cup \mathcal{U}$  bezeichnet. Die Kontakte zwischen den einzelnen Bestandteilen, Körnern und Starrkörpern, werden mit  $c \in \mathcal{C}$  benannt. Um über die intergranularen Kräfte mechanische Beziehungen aufstellen zu können, muss eine Richtung dieser Kräfte eingeführt werden. Jedem Kontakt wird ein *Origin*-Partikel  $O(c)$  und ein *Extremity*-Partikel  $E(c)$  zugewiesen, ihre Mengen werden mit  $O^{-1}(c)$  und  $E^{-1}(c)$  bezeichnet. Die Kraft  $\vec{F}^c$  am Kontakt  $\vec{x}^c$  ist die Kraft, die vom *Extremity*-Partikel auf das *Origin*-Partikel übertragen wird.

Das statische Gleichgewicht eines Bestandteiles  $s$  liest sich somit:

$$\sum_{c \in O^{-1}(s)} \vec{F}^c - \sum_{c \in E^{-1}(s)} \vec{F}^c + \vec{F}^{e/s} = 0 \quad (1)$$

$$\sum_{c \in O^{-1}(s)} \vec{x}^c \times \vec{F}^c - \sum_{c \in E^{-1}(s)} \vec{x}^c \times \vec{F}^c + \vec{x}^{e/s} \times \vec{F}^{e/s} = 0 \quad (2)$$

$\vec{F}^{e/s}$  seien äußere Kräfte, die an der Stelle  $\vec{x}^{e/s}$  auf die einzelnen Partikel wirken.

In den numerischen Studien, die Andrade genutzt hat, um GEM zu validieren, wurden die durch das Experiment auf die äußeren Partikel aufgebrachten Kräfte  $\vec{F}^{e/s}$  vorgegeben. In diesem Projekt wurde das Schergerät  $1\gamma-2\varepsilon$  [JLDF92] genutzt, um das Granulat zu belasten. Das Schergerät und das später vorgestellte Granulat sind in Abbildung 1 dargestellt. Der Apparat besteht aus 2 horizontalen und 2 vertikalen Platten, zwischen denen sich das Granulat befindet. Da das Gerät, wie später noch beschrieben, die granulare Masse über diese Platten und somit mehrere Kontakte spannungs- bzw. kraftgesteuert belastet und die Kräfte nur zwischen den einzelnen Platten gemessen werden, müssen die Gleichungen (1) und (2) noch modifiziert werden. Die Platten werden hierbei als Starrkörper  $u \in \mathcal{U}$  in das statische Gleichgewicht einbezogen und die Kräfte, die für die Spannungssteuerung zwischen ihnen aufgebracht werden, wirken an den Kontaktpunkten der Platten  $c \in O^{-1}(u)$  und  $c \in E^{-1}(u)$ . Damit liest sich



Abbildung 1: Das Granulat im 1γ-2ε Schergerät

das statische Gleichgewicht wie folgt:

$$\sum_{c \in O^{-1}(s)} \vec{F}^c - \sum_{c \in E^{-1}(s)} \vec{F}^c = - \sum_{c \in O^{-1}(u)} \vec{F}^c + \sum_{c \in E^{-1}(u)} \vec{F}^c \quad (3)$$

$$\sum_{c \in O^{-1}(s)} \vec{x}^c \times \vec{F}^c - \sum_{c \in E^{-1}(s)} \vec{x}^c \times \vec{F}^c = - \sum_{c \in O^{-1}(u)} \vec{x}^c \times \vec{F}^c + \sum_{c \in E^{-1}(u)} \vec{x}^c \times \vec{F}^c \quad (4)$$

Um die Gleichungen später lösen zu können, wird eine Matrix-Notation eingeführt.  $\underline{F}^C$  sei der Vektor aller Kontaktkräfte und ergibt sich im zweidimensionalen Bezugssystem zu:

$$\underline{F}^C = \begin{pmatrix} F_1^1 \\ F_2^1 \\ \vdots \\ F_1^{N_c} \\ F_2^{N_c} \end{pmatrix} \quad (5)$$

$N_c$  sei die Anzahl aller Kontakte. Mit eingeführter Matrixnotation kann das System des statischen Gleichgewichtes für alle Bestandteile aufgestellt werden:

$$\underline{\underline{K}}^E \underline{F}^C = \underline{F}^E \quad (6)$$



Die Dimension des Vektors der Kontaktkräfte  $\underline{F}^C$  ist  $d \cdot N_c$ , wobei  $d$  die räumliche Dimension darstellt. Die Dimension des Vektors  $\underline{F}^E$  ergibt sich zu  $d \frac{d+1}{2} N_S$ , hierbei ist  $N_S$  die Anzahl aller Körper, Körner und Starrkörper. Als Konsequenz beträgt die Dimension der Matrix  $\dim(\underline{K}^E) = d \frac{d+1}{2} N_S \times d \cdot N_c$ . Da normalerweise die Anzahl der Unbekannten  $d \cdot N_c$  wesentlich höher als die Anzahl der Gleichungen  $d \frac{d+1}{2} N_S$  ist, bedient sich die *Granular Element Method* einer weiteren Beziehung.

Andrade [AA12] hat zusätzlich zu den statischen Gleichgewichtsbedingungen die Impulserhaltung einbezogen. Unter der Annahme, dass das mittlere Spannungsfeld jedes Korns  $g \in \mathcal{G}$  bekannt ist, können die Kontaktkräfte über die Impulserhaltung mit dem mittleren Spannungsfeld für jedes Korn  $g \in \mathcal{G}$  in Verbindung gebracht werden:

$$A^g \langle \sigma^g \rangle = \sum_{c \in O^{-1}(g)} \left( \vec{F}^c \otimes \vec{x}^c \right)^S - \sum_{c \in E^{-1}(g)} \left( \vec{F}^c \otimes \vec{x}^c \right)^S - \sum_{c \in I^{-1}(c)} \left( \vec{F}^c \otimes \vec{x}^c \right)^S + \left( \vec{F}^{e/g} \otimes \vec{x}^{e/g} \right)^S \quad (7)$$

$A^g$  sei die Fläche eines Korns  $g \in \mathcal{G}$  und  $I^{-1}(c)$  bezeichnet die Menge aller Körner, die in Kontakt mit den undeformierbaren Bestandteilen  $u \in \mathcal{U}$  stehen. Mit Hilfe der eingeführten Matrixnotation können die Gleichungen für alle Körner gesammelt werden:

$$\underline{K}^A \underline{F}^C = \underline{S}^A \quad (8)$$

Die Dimension des Vektors  $\underline{S}^A$  beträgt  $d \frac{d+1}{2} N_G$ ,  $N_G$  bezeichnet die Anzahl aller Körner  $g \in \mathcal{G}$ . Folglich besitzt die Matrix  $\underline{K}^A$  die Dimension  $d \frac{d+1}{2} N_G \times d \cdot N_c$ .

Mit beiden Gleichungssystemen (6) und (8) besitzt GEM  $d \frac{d+1}{2} (N_S + N_G)$  Gleichungen und  $d \cdot N_c$  Unbekannte. Da das System in den meisten Fällen somit überbestimmt ist, kann eine Lösung nur approximativ gefunden werden. In diesem Projekt wurde das Gleichungssystem mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate gelöst.

Da die Deformationsgeschichte im aufgestellten Rahmen von GEM nicht berücksichtigt werden kann, wird angenommen, dass die Körner sich linear isotrop elastisch verhalten. Damit ergibt sich aus dem konstitutiven Modell die Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen:

$$\langle \sigma^g \rangle = \lambda \text{tr} \langle \epsilon^g \rangle \mathbf{I} + 2\mu \langle \epsilon^g \rangle \quad (9)$$

mit  $\lambda$  und  $\mu$  als Lamés Konstanten. Da die Deformation während der Experimente durch *Digital Image Correlation* verfolgt werden soll, können die Spannungen mit der Beziehung (9) ermittelt werden.

### 3 Bestimmung der Input-Daten aus Experimenten

Wie aus dem letzten Abschnitt anhand der mathematischen Formulierung von GEM hervorgeht, sind verschiedene Eingangsgrößen und Parameter nötig, um intergranu-

lare Kräfte mit Hilfe von GEM zu ermitteln. Die Eingangsgrößen sind das mittlere Verzerrungsfeld eines jeden Partikels, die Kontaktpunkte zwischen den Partikeln und die elastischen Parameter, um aus dem Verzerrungsfeld das Spannungsfeld jedes Partikels zu berechnen. Über die Anwendung der zweidimensionalen *Digital Image Correlation* kann das mittlere Verzerrungsfeld über einen Belastungsvorgang hinweg aus Experimenten extrahiert werden.

### 3.1 2D Digital Image Correlation

*Digital Image Correlation* (DIC) ist ein Verfahren, welches zwei Abbilder miteinander vergleicht und über einen Optimierungsalgorithmus die Deformation eines Objektes von einer initialen in die aktuelle Konfiguration misst, z.B. [PQXA09]. In allen DIC-Verfahren wird eine Untermenge des Bildes in der Ausgangskonfiguration gewählt, welche über ein Korrelationsmaß in der aktuellen (deformierten) Konfiguration gesucht wird. Mit einem kontinuierlichen Ansatz können so die Verschiebungen und Verzerrungen der spezifischen Untermengen bestimmt werden. Um Verschiebungen nicht nur im ganzzahligen Pixel-Bereich sondern auch im Subpixel-Bereich zu ermitteln, müssen zusätzlich Verfahren zu Einsatz kommen, um die Verschiebungen in diesem Level zu interpolieren, z.B. [Hal12].

In diesem Projekt wurde das Programm *photowarp*, geschrieben von Steve Hall am *Laboratoire 3SR, Grenoble*, verwendet. Um Verschiebungen im Subpixel-Bereich ermitteln zu können, kommt in *photowarp* die Interpolation des Korrelationskoeffizienten zum Einsatz.

### 3.2 Untersuchung und Optimierung des Verzerrungsfeldes

Da es äußerst wichtig ist, mit akkuraten Verzerrungsfeldern zu arbeiten, wurden die Resultate von 2D-DIC an Beispielexperimenten und dem später durchgeführten Experiment sorgfältig untersucht. Die durch das DIC-Verfahren ermittelten Verzerrungsfelder zeigten unregelmäßige Muster und waren weit davon entfernt, glatte kontinuierliche Felder abzubilden. Eine Ursache findet sich in der zugrunde gelegten Subpixel-Verfeinerung. Durch die Interpolation der Korrelationskoeffizienten im Subpixel-Bereich werden die Verschiebungen zwar wesentlich kontinuierlicher ermittelt, tendieren aber dennoch zu ganzzahligen Werten. Obwohl die so ermittelten Verschiebungsfelder sehr glatt und kontinuierlich wirken, zeigte sich durch das Plotten einzelner Schnitte des Feldes, dass die Verläufe sprunghaft und geräuschvoll sind, siehe Linie '01-normal' in Abbildung 2. Da sich die Verzerrungen aus den Gradienten der Verschiebungen ergeben, werden diese stark von den Unebenheiten im Verschiebungsfeld beeinflusst.

Um dennoch quantitativ verwertbare Verzerrungsfelder aus den Experimenten zu gewinnen, wurde in diesem Projekt daran gearbeitet, die Verschiebungsfelder zu glätten

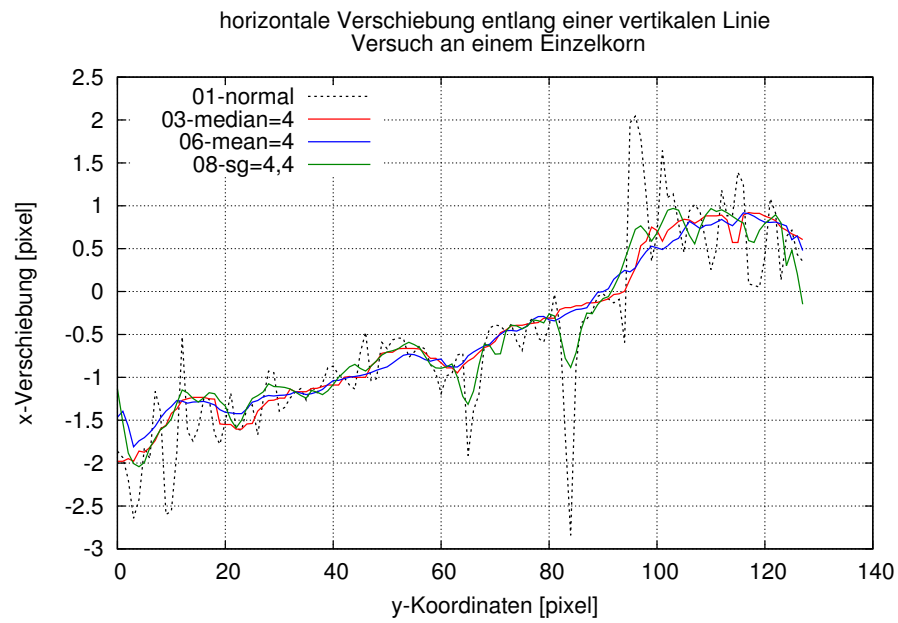


Abbildung 2: Verschiebung - originale und geglättete Verschiebungsfelder

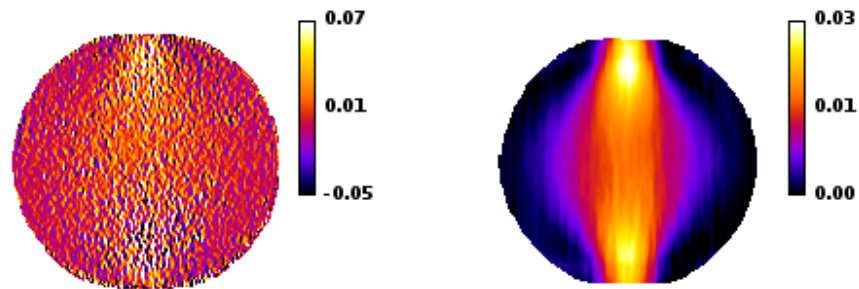


Abbildung 3: Resultat der DIC-Optimierung - links: vorher, rechts: nachher

und die Verzerrungen neu zu berechnen. Die folgenden Filter kamen dabei zum Einsatz: Durchschnittswert, Medianwert, Gauss'sche Unschärfe und ein Savitaki-Golay Filter [PXH<sup>+</sup>06]. Diese Filter wurden aufgrund der Vergleichbarkeit mit derselben Größe des Glättungsfensters auf die Verschiebungsbilder angewandt. Die Resultate sind in Abbildung 3 dargestellt. In diesem Fall haben der Durchschnittswert und der Medianwert die besten Ergebnisse geliefert und wurden weiterhin zur Glättung der Verschiebungsfelder angewandt, siehe z.B. Abbildung 2.

### 3.3 Das granulare Material

Um einen möglichst einfachen Rahmen für die erste experimentelle Anwendung von GEM zu schaffen, wurde ein Granulat gewählt, welches unregelmäßige ebene Formen (2D) mit einer konstanten Dicke in der dritten Richtung besitzt. Dabei fiel die Wahl auf ein Material aus Gummi, da sich dieses zumindest annähernd linear isotrop elastisch verhält. Aufgrund der Anwendbarkeit von GEM auf beliebige Formen von Partikeln kamen drei verschiedene Formen zum Einsatz: kreis-, oval- und bohnenförmige Partikel.

Die Parameter des Materials für das linear isotrope elastische Verhalten, wurden unter Verwendung von zwei unterschiedlichen Methoden ermittelt. Die erste ist ausführlich in [LL08] beschrieben. Analog zu dieser Veröffentlichung wurde ein kreisförmiges Korn einaxial belastet. Die Verformungen wurden über den Deformationsprozess hinweg mit 2D-DIC ermittelt. Aus der elastischen Lösung dieses Problems ergibt sich eine Verformungsfunktion mit den Parametern  $E$  und  $\nu$ .

Um die Parameter zu bestimmen, kann die Verformungsfunktion über die Parameter auf das gemessene Verschiebungsfeld gefittet werden. Hierbei wurde die Methode der kleinsten Fehlerquadrate gewählt. Allerdings wurden dabei einige Probleme festgestellt [Wie12] und die Querdehnzahl wurde auf  $\nu = 0.5$  fixiert, da es sich bei dem Material um Gummi handelt. Dieses Verfahren ergab einen Elastizitätsmodul von  $E \approx 7$  MPa.

Das zweite herkömmlichere Verfahren bestand darin das Korn über die ebenen Seitenflächen zu belasten und somit den Elastizitätsmodul direkt aus den Messungen der Verschiebung und Kraft zu ermitteln. Auch hier ergab die Auswertung einen Wert von  $E \approx 7$  MPa. Durch die Ermittlung des Elastizitätsmoduls aus verschiedenen Inkrementen der Belastung hat sich allerdings herausgestellt, dass dieser im Bereich von  $6 \leq E \leq 7$  MPa variiert [Wie12]. Da das Material aber als linear isotrop elastisch angenommen werden sollte, wurde der E-Modul auf  $E = 7$  MPa festgelegt. Um diese Schwankungen dennoch mit in die Analyse einzubeziehen, wurde eine Sensitivitätsanalyse bezüglich des Elastizitätsmoduls ausgetragen.

### 3.4 Bestimmung der Kontaktpunkte

Die Kontaktpunkte der Partikel im Granulat stellen eine essentielle Eingangsgröße von GEM dar, können allerdings nicht exakt bestimmt werden. Da das Material so gewählt wurde, dass es sich bei Belastung merklich verformt, sind die Kontakte eher Kontaktlinien (oder -flächen) als Kontaktpunkte. Ein Kontaktpunkt ist als die Stelle eines Kontakts definiert, an der nur Kräfte zwischen den Partikeln und keine Momente wirken. Daher ist es wichtig bei der Anwendung von GEM diese Punkte möglichst genau zu ermitteln, da das Verfahren keine Momente an den Kontaktpunkten in ihrer Formulierung des Gleichgewichtes berücksichtigt. Analog zur Bestimmung der elastischen Parameter wird die Position der Kontaktpunkte mit zwei verschiedenen Verfahren abgeschätzt.

Die erste Methode besteht darin, eine gerade Linie zwischen den Grenzpunkten der Kontaktflächen zu ziehen und den Mittelpunkt dieser Linie als Kontaktpunkt zu bezeichnen. Beim zweiten Ansatz werden Polynome eines zu ermittelnden Grades jeweils an die Form beider in Kontakt stehender Körner angelegt. Die Stelle, an der beide Polynome denselben Gradienten aufweisen, wird zum Kontaktpunkt erklärt.

Es ergaben sich durch beide Verfahren leicht unterschiedliche Kontaktpunkte. Die Sensitivität von GEM bezüglich dieser Eingangsgröße wurde ebenfalls untersucht und wird im Folgenden dargestellt.

## 4 Anwendung und Validierung von GEM

### 4.1 Durchgeführte Experimente

Die im Rahmen dieses Projektes durchgeführten Experimente wurden an dem  $1\gamma$ - $2\epsilon$  [JLDF92] Schergerät im *Laboratoire 3SR* in Grenoble durchgeführt. Dieser Versuchsapparat ist in der Lage einen ebenen Spannungszustand im granularen Medium zu kreieren. Das Gerät kann Stauchungen in horizontaler und vertikaler Richtung ( $2\epsilon$ ) sowie eine Scherdehnung ( $1\gamma$ ) aufbringen. Die Belastung in  $1\gamma$ - $2\epsilon$  wird durch das Aufbringen von einer Motorgeschwindigkeit kontrolliert und wird somit größtenteils durch die Verzerrungsrate gesteuert. Werden die Spannungskomponenten allerdings nah den durch die aufgebrachten Dehnungen wirkenden Spannungen gehalten, so kann jeglicher dehnungs- oder spannungsgesteuerte Versuch durchgeführt werden. Für eine ausführliche Beschreibung des Schergerätes siehe [JLDF92].

Es wurden Versuche unter isotropen und ödometrischen Randbedingungen durchgeführt. Im Folgenden wird allerdings nur auf den isotropen Kompressionsversuch eingegangen. Die entsprechende Spannungs-Dehnungskurve ist in Abbildung 4 dargestellt. Im  $1\gamma$ - $2\epsilon$  Schergerät wurden zu diesem Zweck 11 Körner unterschiedlicher Größe und Form, wie beispielsweise in Abbildung 1 dargestellt, eingebaut.

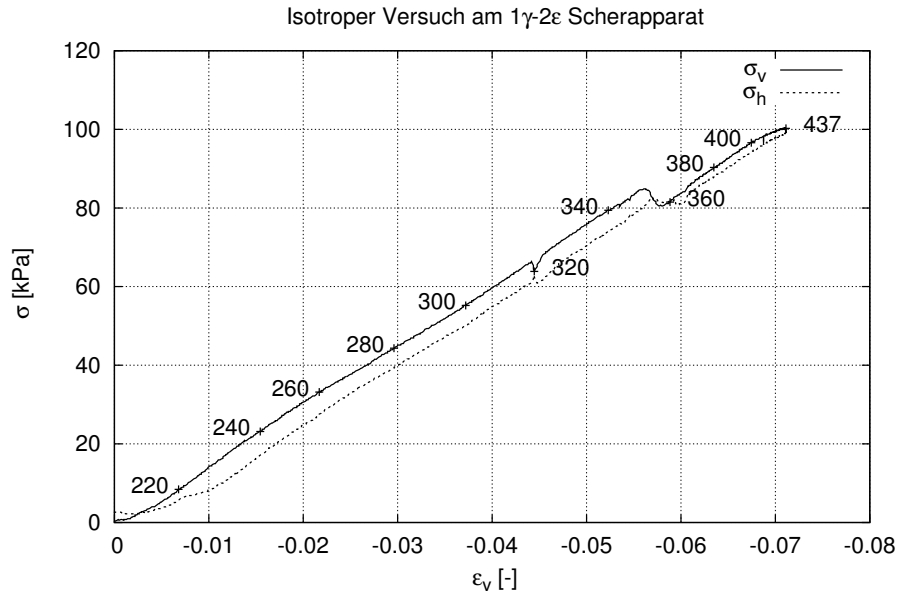


Abbildung 4: Versuch an  $1\gamma$ - $2\epsilon$  mit isotropen Spannungspfad - Markierungen entsprechen der Photonnummer

## 4.2 Ergebnisse der Anwendung von GEM

Um schließlich das Verzerrungsfeld eines jeden Partikels zu ermitteln, musste ein Inkrement der Belastung gewählt werden. Da es nicht von Bedeutung ist, welches Inkrement für die Ermittlung des mittleren Dehnungsfeldes genutzt wird, wurde das größtmögliche gewählt, welches noch zufriedenstellende DIC-Resultate liefert. Die einzige Bedingung war, die undeformierte als initiale Konfiguration zu wählen, da nur elastische Stoffmodelle in GEM zum Einsatz kommen können. Die Auswertung wird am Inkrement 206-260 dargestellt, siehe Abbildung 4.

Nach der Bestimmung aller Eingangsgrößen für GEM kann es schließlich auf das ausgewählte Inkrement 206-260 angewandt werden. Die ermittelten intergranularen Kräfte sind in Abbildung 5 dargestellt. Die Kräfte in dieser Darstellung sind entsprechend ihrer definierten Richtung in der Origin-Extremity Notation eingetragen. Hierbei handelt es sich bei allen Kräften um Druckkräfte mit Ausnahme einer Zugkraft, die durch den grünen Kreis markiert ist. Da es in einem kohäsionslosen granularen Medium keine Zugkräfte zwischen den Partikeln geben kann, muss eine Fehlerquelle in den Eingangsgrößen vorhanden sein. Höchstwahrscheinlich liegt die Fehlerquelle in der Genauigkeit der Eingangsdaten und der Empfindlichkeit des Verfahrens diesen gegenüber, da die Kraft, die den Fehler aufweist, einen sehr kleinen Betrag im Vergleich

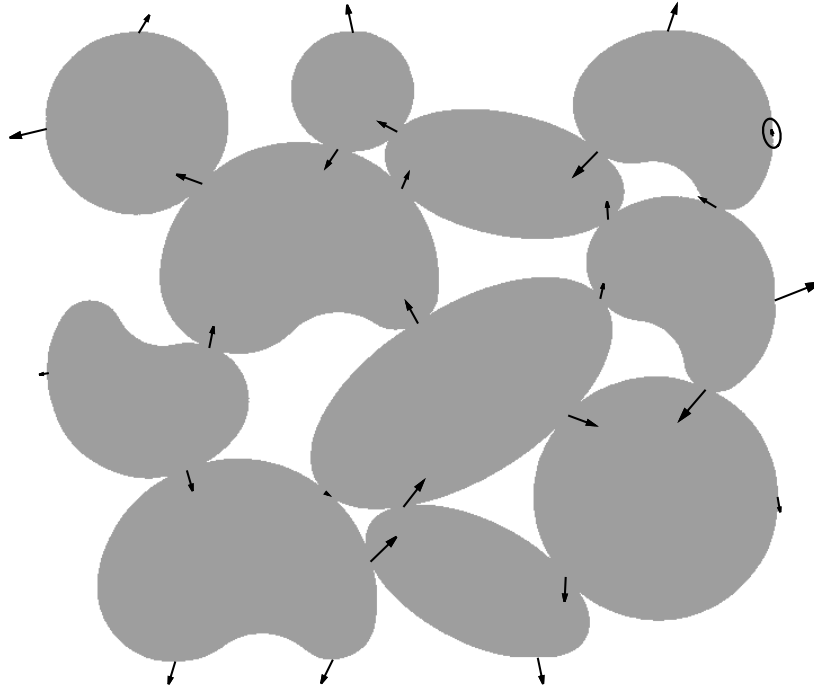


Abbildung 5: GEM: Kontaktkräfte - Inkrement 206-260

zu den anderen besitzt. Die Sensitivität von GEM bezüglich der Eingangsgrößen wurde untersucht und wird später ausgewertet.

Um die Berechnungsergebnisse zu überprüfen, wurde die Summe aller auf jeden einzelnen Partikel wirkenden Kräfte ermittelt, woraus sich ergab, dass die Partikel sich teilweise nicht in statischem Gleichgewicht befanden. Das kann zum einen auf die Lösung der überbestimmten Gleichungssysteme (6) und (7) und zum anderen auf die Unschärfe der Eingangsgrößen zurückgeführt werden.

### 4.3 GEM-plus

Um statisches Gleichgewicht der einzelnen Körner bei der Anwendung von GEM zu erzwingen, ist GEM-plus, eine modifizierte Version von GEM, entwickelt worden. Die Grundlage von GEM-plus ist dieselbe wie die von GEM, siehe Gleichungen (6) und (7). Allerdings werden die Gleichungssysteme anders gelöst. Da sich die einzelnen Körner definitiv in statischem Gleichgewicht befinden, wird das dem entsprechende System (6) exakt gelöst und die Impulserhaltung (7) mit Hilfe der Methode der kleinsten Fehlerquadrate nur über die Bedingung, dass die intergranularen Kräfte statisches

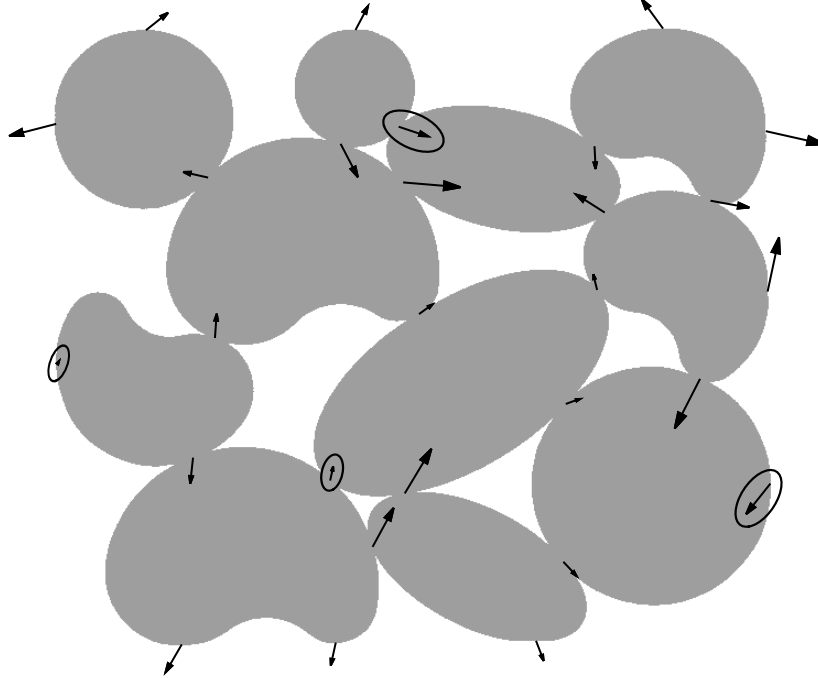


Abbildung 6: GEM-plus: Kontaktkräfte - Inkrement 206-260

Gleichgewicht der einzelnen Partikel erzeugen, approximiert. Mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Arbeit und der Methode der kleinsten Fehlerquadrate können die folgenden Gleichungssysteme ermittelt werden:

$$\underline{N}^t \underline{K}^{At} \underline{F}^C = \underline{N}^t \underline{K}^{At} \underline{S}^A \quad (10)$$

$$\underline{K}_{red}^E \underline{F}^C = \underline{F}_{red}^E \quad (11)$$

Das Gleichungssystem für statisches Gleichgewicht musste um eine Gleichgewichtsbedingung vermindert werden und ergibt sich nun über die Matrix  $\underline{K}_{red}^E$  und den Vektor  $\underline{F}_{red}^E$ .  $\underline{N}$  sei die Basis des Nullraums von  $\underline{K}_{red}^E$ . Eine ausführliche Herleitung von GEM-plus ist in [Wie12] dargestellt.

Die Anwendung von GEM-plus auf dasselbe Inkrement des isotropen Belastungsversuches mit denselben Eingangsgrößen resultierte in unterschiedlichen intergranularen Kräften, siehe Abbildung 6. Allerdings werden mehr und größere Zugkräfte durch GEM-plus ermittelt. Eine mögliche Erklärung könnte sein, dass GEM-plus wesentlich empfindlicher auf die Genauigkeit der Position der Kontaktpunkte ist als GEM, da das statische Gleichgewicht durch die Lösung erzwungen wird. Eine Untersuchung dieser Sensitivität wird ebenfalls im Folgenden dargestellt.



#### 4.4 Sensitivitätsanalyse

Wie bereits herausgestellt, ist es wichtig, die Sensitivität der Methode bezüglich ihrer Eingangsgrößen zu untersuchen, um Aussagen hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit zu machen. In Abbildung 5 ist zu sehen, dass sich aus der Anwendung von GEM eine Zugkraft ergeben hat. Es wurde angenommen, dass dieser Fehler durch die Sensitivität bezüglich der Kontaktpunkte hervorgerufen wurde, da diese Kraft relativ klein ist. Um die Empfindlichkeit zu überprüfen, wurde die Position des Kontaktpunktes innerhalb der Kontaktzone vertikal nach oben und unten verschoben. Durch die Änderung dieser Eingangsgröße haben sich die Kräfte im direkten Umfeld des entsprechenden Kontaktpunktes geändert. In Abbildung 7 ist die Differenz zwischen den resultierenden intergranularen Kräften mit dem ursprünglichen und einem veränderten Kontaktpunkt dargestellt. Der Kontaktpunkt ist der, an dem die Zugkraft in Abbildung 5 entstanden ist. Die höchste Änderung einer Kraft durch das Verschieben dieses Punktes betrug 7%.

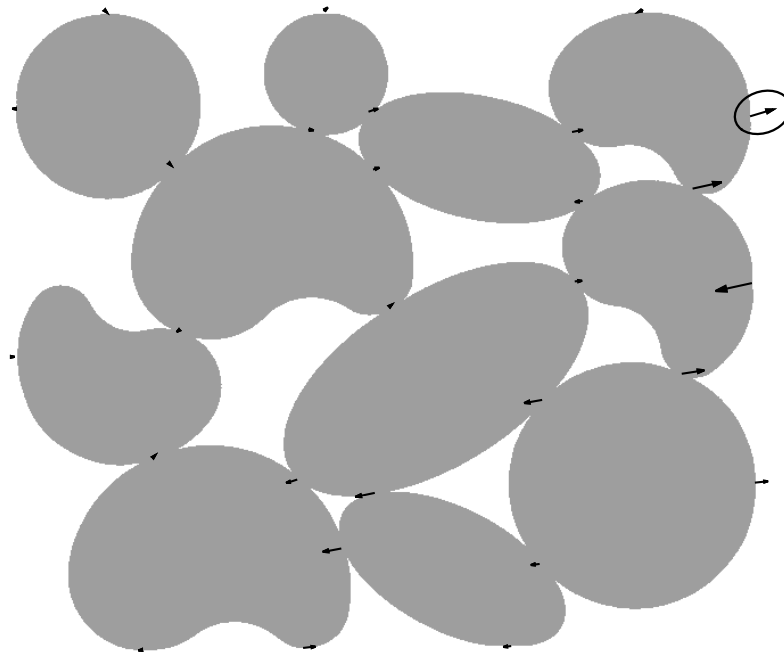


Abbildung 7: GEM: Kraftänderung durch Verschieben des in Abbildung 5 umrandeten Kontaktpunktes

Die Anwendung von GEM-plus auf dieselbe Änderung des Kontaktpunktes resultierte in einer Kraftänderung von bis zu 13%. Die Vermutung der erhöhten Sensitivität

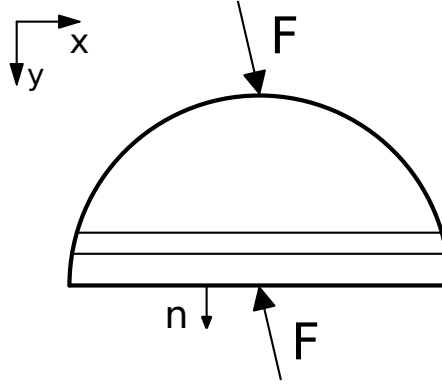


Abbildung 8: Gleichgewicht und Anwendung von Cauchy's Theorem am Einzelkorn

von GEM-plus auf die Kontaktpunkte durch das Erzwingen des statischen Gleichgewichtes konnte damit bestätigt werden. Damit änderte sich die Kraft von Zug- auf Druckkraft.

Da die elastischen Parameter eher unscharf bestimmt wurden und in einem granularen Medium auch eher unscharf bestimmt werden können, wurde die Sensitivität der Methode ebenfalls bezüglich des Elastizitätsmoduls untersucht. Aus der Bestimmung von  $E$  ergab sich ein Bereich von  $6 \leq E \leq 7$  MPa. Die Anwendung von GEM auf einen E-Modul von 6 und 7 MPa zeigte, dass GEM sehr empfindlich hinsichtlich dieser Eingangsgröße ist. Die Kräfte änderten sich bis maximal 30%. Im Gegensatz dazu stellte sich heraus, dass GEM-plus diesbezüglich nicht so empfindlich ist, da sich nur eine Kraftänderung bis zu 20% ergab. Allerdings ist die Empfindlichkeit immer noch sehr hoch.

#### 4.5 Validierung/Bewertung der Ergebnisse von GEM

Um die ermittelten Kräfte zu überprüfen, musste eine andere alternative Methode in die Betrachtungen einbezogen werden. Mit einem Verzerrungsfeld, welches durch DIC ermittelt werden kann, lässt sich ein Spannungsfeld über ein Stoffmodell bestimmen, siehe z.B. Gleichung (9).

Mit Hilfe von Cauchy's Theorem kann ein Spannungsvektor  $\vec{T}^{(n)}$ , der auf eine Fläche des Materials wirkt, aus dem Spannungsfeld bestimmt werden [Hol00]:

$$\vec{T}^{(n)} = \sigma \vec{n} \quad (12)$$

$\vec{n}$  sei die Normale zur betrachteten Ebene. Mit diesem Spannungsvektor lässt sich über

Integration eine Kraft ermitteln:

$$\vec{F} = \int_{\Omega} \vec{T}^{(n)} d\Omega \quad (13)$$

Hinsichtlich des Experimentes kann jede beliebige Ebene innerhalb eines Partikels herangezogen werden, um die Kraft zu berechnen, mit der Bedingung, dass es nur einen Kontakt an der Stelle, an dem der Partikel geschnitten wird, geben darf, siehe Abbildung 8. Anderenfalls würde die so ermittelte Kraft zwei oder mehr Kontaktkräften entsprechen.

Dieser Ansatz wurde anhand eines Versuches validiert, bei dem nur ein Korn belastet wurde, da hierbei die Kontaktkraft der aufgebrachten Kraft entspricht. Dieser Versuch wurde bereits bei der Ermittlung der elastischen Parameter genutzt. Allerdings ist diese Methode stärker abhängig von den DIC-Resultaten als GEM, da jeder einzelne Wert entlang der betrachteten Ebene und nicht ein gemittelter verwendet wird. Daher werden die Resultate in hohem Maße von Rauschen in den Verzerrungsfeldern beeinflusst. Mit der beschriebenen Optimierung der DIC-Resultate konnten sehr gute Verzerrungsfelder ermittelt werden, so dass im Validierungsversuch eine Kraft ermittelt wurde, die der aufgebrachten entsprach.

Exemplarisch wurden vier Kontaktkräfte von GEM mit diesem Verfahren überprüft. Der Vergleich beider Methoden ergab eine relativ gute Übereinstimmung mit einer maximalen Abweichung von 30%. Als Vergleichsmaß diente die Norm der jeweiligen Kontaktkräfte.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

In Andrade [AA12] wurde ein Verfahren (GEM) vorgestellt und numerisch validiert, welches in der Lage ist, Kontaktkräfte in granularen Medien zu bestimmen. Mit Kontaktkräften kann wiederum auf lokale Spannungszustände geschlossen werden. Damit wäre es schließlich möglich den Zusammenhang zwischen den bisher gemessenen makroskopischen Größen und Phänomenen zu den mikromechanischen Verhaltensweisen zu ergründen.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war die erste experimentelle Anwendung und Validierung von GEM. Zu diesem Zweck wurde ein Granulat aus Gummikörnern im 1γ-2ε Schergerät in Grenoble in einem ebenen Spannungszustand belastet. Die aus der *Digital Image Correlation* resultierenden Verzerrungsfelder machten es notwendig, eine Optimierung des Algorithmus über ein Glätten der Verschiebungsbilder und eine Neuberechnung der Verzerrungen durchzuführen. Mit den gesammelten Input-Daten konnte GEM auf einen isotropen Belastungsversuch angewandt werden. Zusätzlich wurde eine Modifikation von GEM vorgestellt (GEM-plus), in der die Impulserhaltung mit der Restriktion der Erfüllung des statischen Gleichgewichts approximiert wird. Eine Sensitivitätsanalyse hat gezeigt, dass GEM und GEM-plus, beide jeweils

zu unterschiedlichem Maße, sehr empfindlich gegenüber Schwankungen ihrer Eingangsgrößen sind. Zur Validierung der intergranularen Kräfte wurde eine alternative Formulierung in Betracht gezogen. Über einen Vergleich der Normen ergab sich eine maximale Abweichung von 30% der Kräfte beider Methoden.

Eine mögliche Lösung zur Verringerung der Sensitivität von GEM wäre mehr Unbekannte einzuführen. So müsste die Einführung von unbekannten Momenten an den Kontaktpunkten die Abhängigkeit von GEM bezüglich der Genauigkeit der Kontaktpunkte deutlich mindern. Allerdings würde sich dadurch die Anzahl an Unbekannten um  $1N_c$  bzw.  $3N_c$  in 2D bzw. 3D erhöhen. Um die Abhängigkeit der elastischen Parameter in der Impulserhaltung zu beseitigen, könnten diese als Unbekannte in die Formulierung eingeführt werden, wodurch sich die Zahl der Unbekannten um zwei erhöhen würde.

In der jüngsten Veröffentlichung der Forschungsgruppe um Andrade [HMRA14] wurde eine neue modifizierte Formulierung von GEM und ihre Anwendung vorgestellt. In dieser wird das hier verwendete Prinzip von GEM-plus aufgegriffen und noch um die Bedingung erweitert, dass die Kontaktkräfte nur abstoßend zwischen den Partikeln wirken (Druckkräfte) und je nach Anwendung einem Coulombschen Reibungsgesetz folgen. Mit dieser Bedingung kann Störungen in den Input-Daten entgegengewirkt werden. Des Weiteren wurde eine Lösungsstrategie unter Anwendung der Tikhonov-Regularisierung vorgestellt, um die Unschärfe der Eingangsgrößen zu berücksichtigen.

Diese Arbeit stellt damit einen ersten Schritt auf dem langen Weg zur Ermittlung von Spannungen in Granulaten dar. Mit den immer genauer werdenden Methoden zur Bestimmung des Deformationsfeldes in granularen Medien, zum Beispiel in Versuchen im Röntgen-CT, bietet die *Granular Element Method* ein Verfahren, mit welchem es voraussichtlich bald möglich sein wird, die Kornkontaktkräfte in natürlichen Granulaten zu bestimmen.

## Literatur

- [AA12] ANDRADE, JE ; AVILA, CF: Granular element method (GEM): linking inter-particle forces with macroscopic loading. In: *Granular Matter* (2012)
- [CCL97] CALVETTI, F ; COMBE, G ; LANIER, J: Experimental micromechanical analysis of a 2D granular material: relation between structure evolution and loading path. In: *Mechanics of cohesive - frictional Materials 2* (1997), Nr. 1997, S. 121–163
- [CS79] CUNDALL, PA ; STRACK, ODL: A discrete numerical model for granular assemblies. In: *Géotechnique* 29 (1979), Nr. 1, S. 47–65

- [DJ72] DRESCHER, A ; JONG, G de Josselin d.: Photoelastic verification of a mechanical model for the flow of a granular material. In: *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 20 (1972), Nr. 5, S. 337–340
- [Hal12] HALL, SA: Digital Image Correlation in Experimental Geomechanics. In: VIGGIANI, Gioacchino (Hrsg.) ; HALL, Stephen A. (Hrsg.) ; ROMERO, Enrique (Hrsg.): *ALERT Doctoral School 2012: Advanced experimental techniques in geomechanics*, 2012
- [HMRA14] HURLEY, R ; MARTEAU, E ; RAVICHANDRAN, G ; ANDRADE, JE: Extracting inter-particle forces in opaque granular materials: Beyond photoelasticity. In: *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 63 (2014), S. 154–166
- [Hol00] HOLZAPFEL, GA: *Nonlinear Solid Mechanics: A Continuum Approach for Engineering*. John Wiley & Sons, 2000
- [JLDF92] JOER, H ; LANIER, J ; DESRUES, J ; FLAVIGNY, E:  $1\gamma 2\epsilon$ : a new shear apparatus to study the behaviour of granular materials. In: *Geotechnical Testing Journal* 15 (1992), S. 129–137
- [LL08] LIU, C ; LOVATO, ML: Elastic Constants Determination and Deformation Observation Using Brazilian Disk Geometry. In: *Proceedings of the XIth International Congress and Exposition*. Orlando : Society for Experimental Mechanics Inc., 2008
- [PQXA09] PAN, B ; QIAN, K ; XIE, HM ; ASUNDI, A: Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review. In: *Measurement Science and Technology* 20 (2009), Nr. 6
- [PXH<sup>+</sup>06] PAN, B ; XIE, HM ; HUA, T ; WANG, WN ; FANG, Y: Displacement Smoothing and Strain Estimation Using Savitaky-Golay Filters in Digital Image Correlation. In: *Key Engineering Materials* 326-328 (2006), S. 135–138
- [PXXD06] PAN, B ; XIE, HM ; XU, BQ ; DAI, FL: Performance of sub-pixel registration algorithms in digital image correlation. In: *Measurement Science and Technology* 17 (2006), Nr. 6, S. 1615–1621
- [VH08] VIGGIANI, G ; HALL, SA: Full-field measurements, a new tool for laboratory experimental geomechanics. In: BURNS, SE (Hrsg.) ; MAYNE, PW (Hrsg.) ; SANTAMARINA, JC (Hrsg.): *Proceedings of the 4th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, 2008, 3–26
- [Wie12] WIEBICKE, M: *Accessing Forces between Elastic Grains using 2D Digital Image Correlation*, Université Joseph Fourier, Grenoble INP, Masterarbeit, 2012



# Systeme paralleler Scherbänder – Experimentelle und analytische Untersuchungen

**Lars Röchter**

*Ing.-Büro Dipl.-Ing. H. Vössing GmbH*

---

*In der oberen Erdkruste werden Systeme paralleler Verwerfungen mit regelmäßigem Abstand beobachtet. Der vorliegende Beitrag erläutert auf Basis experimenteller und analytischer Methoden die Mechanismen, welche diesen Abstand erklären. In Modellversuchen im natürlichen und im erhöhten Schwerfeld der Geotechnischen Großzentrifuge wurde eine Dehnungsbeanspruchung an der Unterseite der Probe eingeleitet, um eine entsprechende Beanspruchung in Extensionsgebieten der oberen Erdkruste zu simulieren. Mittels DIC-Methode wurden die Scherbandabstände ermittelt. Zur Abbildung einer realen Struktur der oberen Erdkruste in kleinmaßstäblichen Modellversuchen wurde zuvor ein Spektrum an Modellmaterialien mit bestimmten Eigenschaften entwickelt. Das Materialverhalten wurde in einem neu konzipierten Biaxialgerät einerseits als Systemverhalten der gesamten Probe (global) und andererseits als Materialverhalten innerhalb eines Scherbands (lokal) in biaxialen Extensionsversuchen ermittelt. Als charakteristisches Maß für die Reduktion der Scherfestigkeit wurde der Entfestigungsgradient definiert und eine Beziehung zwischen dem globalen und lokalen Entfestigungsgradienten formuliert. Analytisch wurde der Scherbandabstand mit Hilfe eines Energieprinzips hergeleitet. Die experimentell gefundenen Abhängigkeiten wurden durch die analytische Lösung bestätigt und erklärt. Mit beiden Methoden wurde der maximale Reibungswinkel als Schlüsselparameter identifiziert. Die analytische Lösung liefert auch auf deutlich größerer Skala für Festgestein Ergebnisse in realistischer Größenordnung.*

## 1 Einleitung

Im Bereich von Subduktionszonen der oberen Erdkruste werden Systeme paralleler Verwerfungen (Zonen hoher Scherdeformation) mit regelmäßigem Abstand beobachtet. Bodenmechanische Modellversuche in der Literatur zur Abbildung dieses Mechanismus wurden vor allem an trockenem Sand durchgeführt. Die mit der Probenhöhe normierten Scherbandabstände  $a_h/h$  im Modellversuch sind in der Regel

allerdings deutlich kleiner als in situ beobachtet (Abbildung 1). Diese Diskrepanz gab Anlass für die Untersuchung von zwei wesentlichen Fragestellungen.

1. Welche Eigenschaften muss ein Modellmaterial aufweisen, um Gesteinsformationen auf km-Skala im Modellversuch auf cm-Skala abbilden zu können?
2. Welches physikalische Prinzip erklärt die Bildung von Scherflächen mit einem bestimmten Abstand für unterschiedliche räumliche Skalen?

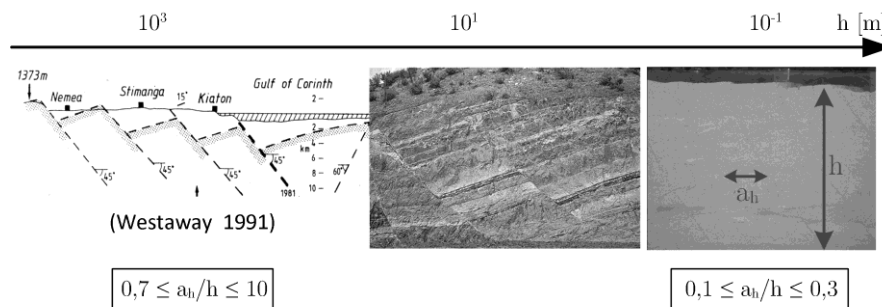


Abbildung 1: Systeme paralleler Scherbänder auf unterschiedlichen räumlichen Skalen.

Einzelne Scherbänder sind bereits intensiv erforscht worden, insbesondere in biaxialer Kompression. Im biaxialen Kompressionsversuch deformiert die Probe bis zum Erreichen des maximalen Reibungswinkels homogen (Elementverhalten). Ungefähr bei Erreichen des maximalen Reibungswinkels kann die Deformation in einer schmalen Zone, dem Scherband, lokalisieren. Dann wird eine Entfestigung des Systems (Systemverhalten) infolge der Entfestigung im Scherband gemessen. Das global für das System ermittelte Entfestigungsverhalten unterliegt einem Maßstabseffekt in Form des Verhältnisses  $d_{50}/D$  [HV84]. Das Scherband (lokal) hat eine finite Dicke und deformiert plastisch im Modus der einfachen Scherung, woraus die Bedingung resultiert, dass die tangentielle Dehnung im Scherband gleich null ist. Außerhalb des Scherbands erfährt das Material eine (elastische) Entlastung.

Systeme von Scherbändern können im Modellversuch dadurch erzeugt werden, dass die horizontale Probenunterlage gleichmäßig gedehnt wird (Abbildung 2). Die Probe deformiert in einer ersten Phase zunächst homogen, ab Erreichen der maximalen Scherfestigkeit lokalisiert die Deformation in parallelen Scherbändern. Experimentell verifiziert sind die zwei wesentlichen Einflussfaktoren Probenhöhe und relative Lagerungsdichte. Ein größerer Abstand der Scherbänder ergibt sich mit größerer Höhe und größerer Porenzahl. Letzteres führte zu der Interpretation, dass das Entfestigungsverhalten, genauer der Entfestigungsgradient  $k = -\Delta\phi/\Delta\gamma$ , ursächlich für einen bestimmten Abstand sei [Wol05]. Fraglich war hierbei, ob der globale Entfestigungsgradient zum Vergleich unterschiedlicher Materialien geeignet ist (Maßstabseffekt). Theoretischen Überlegungen entstammt der Einfluss der Sohlreibung. Nach [Man00] ist mit einem größeren Scherbandabstand zu rechnen, wenn eine geringere Sohlreibung vorhanden ist. Ebenfalls von [Man00] wurde der Effekt einer Span-



nungsentlastung (in Extensionsversuchen einer Spannungserhöhung) zwischen den Scherbändern beschrieben. Mit größerer Spannungsentlastung sei ein größerer Abstand zu erwarten. Die Deformation innerhalb der Scherbänder wurde hierbei nicht berücksichtigt. Bis dato existierte keine mathematische Beschreibung, in der alle Effekte berücksichtigt wurden und welche die dargestellten Zusammenhänge auch quantitativ erklären konnte.

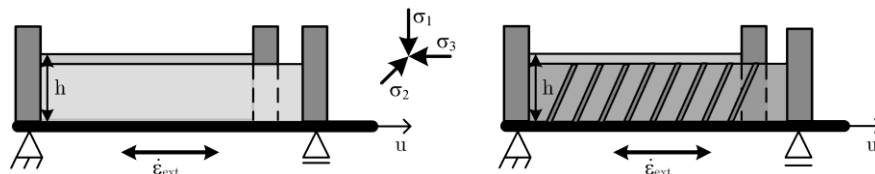


Abbildung 2: Prinzipskizze zu Modellversuchen im Bochumer Extensionsgerät.

Bisherige Modellversuche in der Literatur wurden mit trockenem Sand durchgeführt, obwohl gemäß den Erkenntnissen aus der Dimensionsanalyse bekannt ist, dass die Skalierung der Kohäsion berücksichtigt werden muss. Mit Hilfe der Dimensionsanalyse [HJ04] lassen sich dimensionslose Produkte ermitteln, die konstant sein müssen, um ein Modell mit einem Prototyp bzw. Modelle untereinander vergleichen zu können. In dem vorliegenden Beitrag wird der normierte Scherbandabstand als abhängiges dimensionsloses Produkt definiert. Als unabhängiges dimensionsloses Produkt lässt sich das Verhältnis aus Kohäsion  $c$  und Vertikalspannung  $\sigma_v$  herleiten. Da zur Abbildung einer Gesteinsformation auf km-Skala im Modellversuch auf cm-Skala ein geometrischer Maßstabsfaktor von  $10^4$  überbrückt werden muss, muss entsprechend die Kohäsion um diesen Faktor abgemindert werden, was zu einer Kohäsion in der Größenordnung von ca. 1 kPa führt. Außerdem müssen zum Vergleich von Modellversuchen (modelling of models [Cor92]) dimensionslose Größen wie der Reibungswinkel  $\varphi$  konstant sein.

Bereits im Vorfeld einer Dimensionsanalyse müssen aus ingenieurmäßigem Verständnis heraus diejenigen Parameter definiert werden, von denen erwartet wird, dass sie den zu untersuchenden physikalischen Prozess wesentlich beeinflussen. Diese Parameter müssen dann alle gemäß den aus der Dimensionsanalyse resultierenden Gesetzmäßigkeiten skaliert werden. Dies ist jedoch nicht immer möglich.

So ist es sehr kompliziert nur die Kohäsion korrekt zu skalieren und gleichzeitig den Reibungswinkel und den Entfestigungsgradienten konstant zu halten. Alternativ bietet sich die Möglichkeit nur die Kohäsion korrekt zu skalieren und im Nachhinein durch Korrelation der Versuchsergebnisse eine Abhängigkeit zu anderen Parametern zu ermitteln, die nicht korrekt skaliert worden sind (Skalierungseffekt). Am Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Ruhr-Universität Bochum wurde daher ein Spektrum an Modellmaterialien entwickelt, das die Anforderung an die Kohäsion erfüllt. Hierzu wurde Quarzsand mit unterschiedlichen Wasser- oder Tonanteilen oder einer Kombination aus beiden gemischt. Der erzielte Kohäsionswert wurde in speziellen Zentrifugenversuchen ermittelt. Mit diesen wurden zunächst Modellversuche durchgeführt. Falls der Reibungswinkel  $\varphi$  oder Entfestigungsgradient  $k$  den zu untersuchenden physikalischen Prozess wesentlich beeinflussen, sollte

dies als Skalierungseffekt in den gemessenen Scherbandabständen zu erkennen sein. Die Parameter  $\varphi$  und  $k$  wurden hierzu in einem neu konzipierten und in der zur Fakultät zugehörigen Werkstatt konstruierten Biaxialgerät in biaxialen Extensionsversuchen bestimmt.

Ausführlichere Darstellungen sind in [RKSNT11], [RKST10] und [Röc11] zu finden.

## 2 Biaxialversuche

Biaxiale Extensionsversuche sind in konventionellen Biaxialgeräten nicht durchführbar. Daher wurde ein neues Biaxialgerät konzipiert (Abbildung 3). Das Biaxialgerät besteht im Wesentlichen aus einer Kombination starrer und flexibler Ränder (Druckkissen), berührungslosen Wegaufnehmern in den flexiblen Rändern und Druckmessdosen in den starren Rändern sowie in Kopf- und Fußplatte. Die rechteckförmige Probe wurde in speziell vorgeformten Latexmembranen eingebaut. Der realisierte Spannungspfad in biaxialer Kompression und Extension wird in zwei Phasen gesteuert. In Phase A wird der initiale Spannungszustand aufgebracht, in Phase B wird die Probe vertikal weggesteuert abgesichert. Im biaxialen Kompressionsversuch wird die gemittelte Spannung  $p$  stets erhöht, die vertikale Spannung repräsentiert die größte Hauptspannung und die Probe wird gestaucht. Im biaxialen Extensionsversuch wird die gemittelte Spannung  $p$  in Phase B reduziert, die horizontale Spannung im flexiblen Rand repräsentiert die größte Hauptspannung und die Probe wird gedehnt.

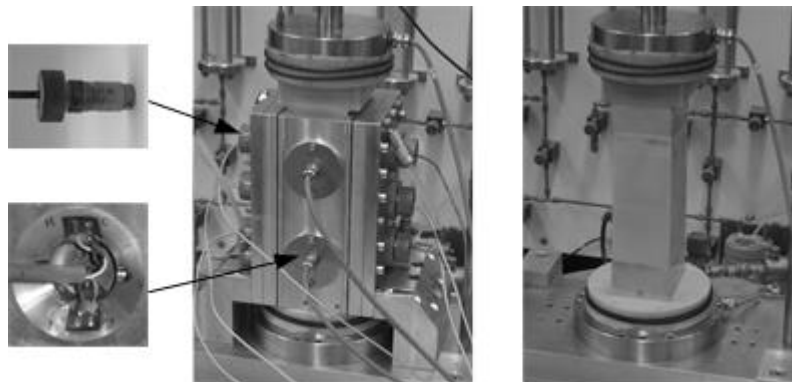


Abbildung 3: Neues Biaxialgerät für Kompression und Extension.

## 2.1 Biaxiale Kompression

In Abbildung 4 sind die Hauptspannungs-Verhältnisse und die Volumendehnung über der Scherdehnung für locker und dicht gelagerten Sand in biaxialen Kompressionsversuchen dargestellt. Für locker gelagerten Sand ergibt sich eine kontinuierliche Erhöhung der Hauptspannungsverhältnisse und ausschließlich Kontraktanz. Für dicht gelagerten Sand erhöhen sich die Spannungsverhältnisse bis zum Erreichen eines Maximums, gefolgt von der Entfestigung bis zum Erreichen des kritischen Zustands. Die größere Festigkeit resultiert aus der Dilatanz, die im Anschluss an eine initiale Kontraktanz einsetzt und schließlich in den volumentreuen kritischen Zustand übergeht.

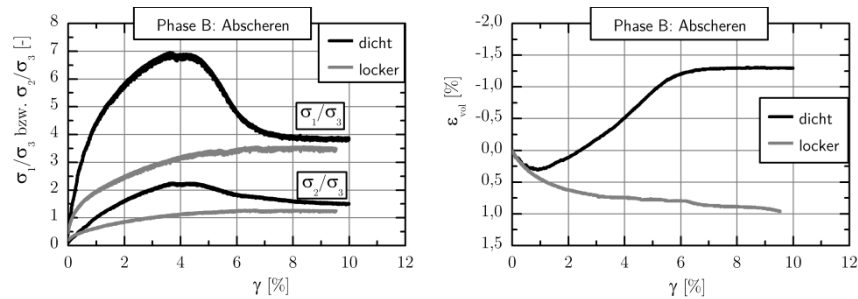


Abbildung 4: Biaxiale Kompression – Hauptspannungs-Verhältnisse und Volumendehnung an dicht und locker gelagertem Sand.

Zur Überprüfung der Plausibilität der Ergebnisse in dem neuen Versuchsgerät wurde außerdem eine Energiebetrachtung nach [Row71] verwendet. Hierbei wird der Verlauf des Hauptspannungs-Verhältnisses  $R = \sigma_1/\sigma_3$  über dem Verhältnis der Hauptdehnungsinkremente  $D = -\Delta\epsilon_3/\Delta\epsilon_1$  betrachtet. Nach [Row71] ist dieser Zusammenhang linear mit einer Steigung  $K = R/D$ , die dem minimalen Verhältnis der positiven zur negativen inkrementellen Energie entspricht. Die Steigung  $K$  ist für den ebenen Verformungszustand abhängig von dem Reibungswinkel  $\phi_{cv}$  im kritischen Zustand. Die experimentellen Daten an dicht gelagertem Sand zeigen den erwarteten linearen Verlauf (hier nicht dargestellt). Die gefittete Steigung  $K = 3,4$  ermöglicht die Rückrechnung des kritischen Reibungswinkels zu  $\phi_{cv} = 33^\circ$ . Dies entspricht dem gemessenen Wert von  $\phi_{cv} = 34^\circ$ . Die plausiblen Ergebnisse in biaxialer Kompression belegen die Funktionalität des neuen Biaxialgerätes.

## 2.2 Biaxiale Extension

In biaxialer Extension zeigen sich einige Besonderheiten, die aber bei näherer Betrachtung plausibel sind. So erhöht sich während der Phase A infolge der Erhöhung des Drucks in den Druckkissen die vertikale Spannung stärker als die horizontale auf

den starren Rand (hier nicht abgebildet). Dies kann mit inhärenter Anisotropie auf Basis der Versuchsergebnisse von [LT88] erklärt werden. Infolge der vertikalen Dehnung in Phase B reduziert sich die vertikale Spannung  $\sigma_3$  bis zum Erreichen des Grenzzustandes. Dies ist an dem minimalen Spannungsverhältnis  $\sigma_3/\sigma_1$  in Abbildung 5 (links) zu erkennen, was dem maximalen Wert von  $\varphi$  entspricht. Die anschließende Entfestigung geht mit einer Reduktion von  $\varphi$  bzw. einer Erhöhung von  $\sigma_3$  einher. Während der Reduktion der vertikalen Spannung erhöht sich die mittlere Hauptspannung  $\sigma_2$ , was mit verhinderter Dilatanz erklärt werden kann. Im Gegensatz zu Kompressionsversuchen findet keine initiale Kontraktanz, sondern von Beginn an Dilatanz statt (Abbildung 5 rechts). Die Dilatanz in Richtung des starren Rands wird aber durch diesen verhindert, was zu einem Anstieg der Hauptspannung  $\sigma_2$  führt.

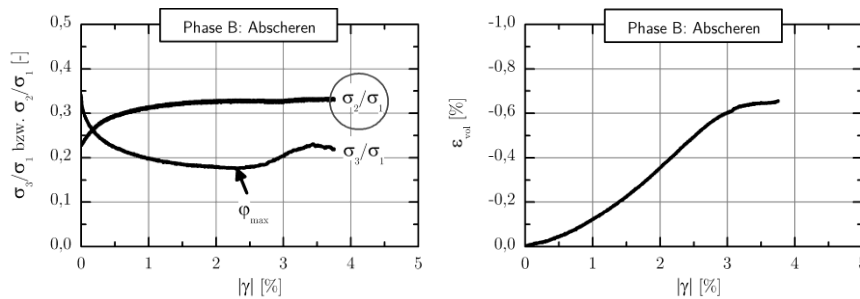


Abbildung 5: Biaxiale Extension – Hauptspannungs-Verhältnisse und Volumendehnung an dicht gelagertem Sand.

### 2.3 Festigkeit

Die ermittelte Festigkeit in biaxialer Extension (BE) wird durch Vergleich mit der Festigkeit in biaxialer und triaxialer Kompression (BK bzw. TK) anhand der etablierten Festigkeitskriterien Mohr-Coulomb und Matsuoka-Nakai verifiziert (Abbildung 6 links). Am Beispiel von dicht gelagertem Sand wird auf Basis des Mohr-Coulomb-Kriteriums in triaxialer Kompression ein geringerer Reibungswinkel ermittelt als in biaxialer Kompression und biaxialer Extension. Dies ist in der fehlenden Berücksichtigung der mittleren Hauptspannung begründet. Das Kriterium nach Matsuoka-Nakai berücksichtigt den Einfluss von  $\sigma_2$  und resultiert in einem einheitlichen Reibungswinkel in allen Versuchsarten. Für die untersuchten Modellmaterialien ergeben sich ähnliche Reibungswinkel in biaxialer Kompression und Extension, die aber deutlich von dem Reibungswinkel des dicht gelagerten Sandes abweichen. Falls der Reibungswinkel den Abstand der Scherflächen also maßgeblich beeinflusst, so wird dies als Skalierungseffekt in den Ergebnissen der Modellversuche zu erkennen sein.

## 2.4 Entfestigung

Neben dem Reibungswinkel wurde in den Biaxialversuchen der Entfestigungsgradient ermittelt, der als Änderung des Reibungswinkels mit der Scherdehnung definiert wurde (Abbildung 6 rechts). Die Scherdehnung der gesamten Probe wird mit  $\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$  ermittelt, hängt also von der initialen Probengeometrie ab. Ab der Lokalisierung der Deformation im Scherband kann die lokale Scherdehnung im Scherband mit der zum Scherband parallelen Verschiebung  $u_x$  in Bezug auf die Dicke des Scherbands berechnet werden,  $\gamma_B = u_x/d_B$ .  $u_x$  ergibt sich geometrisch aus der horizontalen und vertikalen Verschiebung im Scherband sowie der Neigung des Scherbands. Der globale und der lokale Verlauf der Entfestigung sind sehr unterschiedlich. Um einen Zusammenhang von lokaler und globaler Entfestigung zu ermitteln, wird zunächst ein charakteristischer Entfestigungsgradient definiert. Als charakteristisches Maß wird der Entfestigungsgradient im Wendepunkt des Entfestigungsbereiches berechnet. Das Verhältnis von lokalem Entfestigungsgradienten  $k_B$  zu globalem Entfestigungsgradienten  $k$  kann aus dem Verhältnis der lokalen zur globalen inkrementellen Scherdehnung bestimmt werden,  $k/k_B = \Delta\gamma_B/\Delta\gamma$ , da der Verlauf des Reibungswinkels lokal und global identisch ist. Es ergibt sich für den dargestellten Versuch ein rechnerischer Wert von  $k/k_B = c_\gamma = 8,8$ . Zur Überprüfung der Anwendbarkeit dieses Wertes auf den gesamten Entfestigungsbereich wird die lokale Scherdehnung  $\gamma_B$  durch  $c_\gamma$  dividiert. Der rückgerechnete globale Verlauf ( $k_B c_\gamma$ ) stimmt sehr gut mit dem gemessenen globalen Verlauf  $k$  überein. Es lässt sich zeigen, dass  $c_\gamma$  im Allgemeinen von der Probenhöhe  $h$ , der Probenbreite  $b$ , der Dicke des Scherbands  $d_B$ , ähnlich dem Maßstabeffekt nach [HV84], sowie von der Neigung des Scherbands  $\Theta_B$  und der inkrementellen Horizontalverschiebung  $\Delta u_h$  abhängt. Während  $h$ ,  $b$  und  $d_B$  für die hier verwendeten Materialien annähernd identisch sind, sind  $\Theta_B$  und  $\Delta u_h$  hingegen unterschiedlich, ergeben aber ein  $c_\gamma$  in gleicher Größenordnung. Somit können die ermittelten globalen Entfestigungsgradienten als charakteristische Größen zum Vergleich der unterschiedlichen Materialien in Ansatz gebracht werden bzw. die in die analytische Lösung (Kapitel 4) einfließenden lokalen Entfestigungsgradienten aus den globalen Messungen berechnet werden.

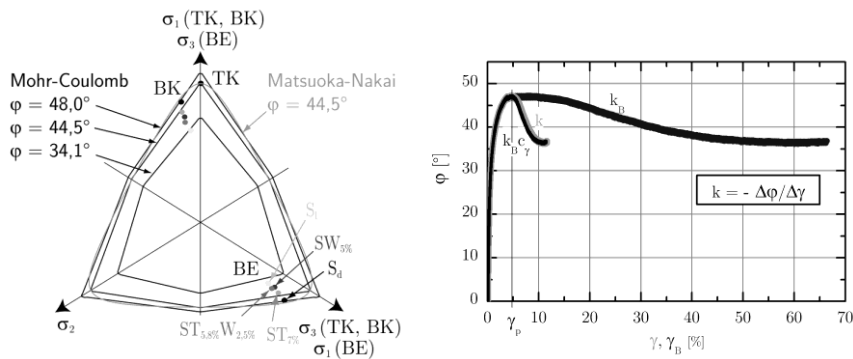


Abbildung 6: Festigkeiten (links), Entfestigungsgradient global – lokal (rechts).

### 3 Modellversuche

#### 3.1 Bochumer Extensionsgerät

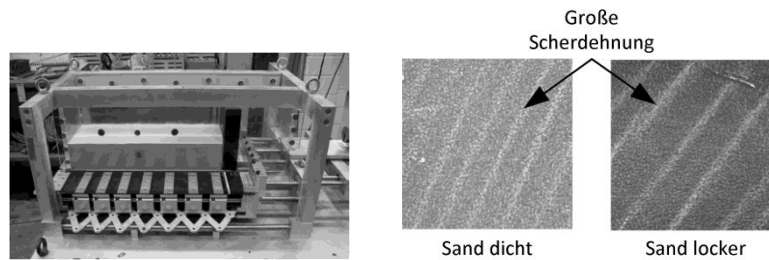


Abbildung 7: Bochumer Extensionsgerät (links), Scherbänder mittels DIC (rechts).

Die Modellversuche wurden im Bochumer Extensionsgerät durchgeführt (Abbildung 7 links). Die Probe wird hierbei auf einer horizontalen Unterlage eingebaut. Infolge einer gleichmäßigen Dehnung der als Unterlage verwendeten Gummimatte wird ein System paralleler Scherbänder erzeugt. Die Scherbänder wurden mit Röntgenstrahlen als Zonen großer Porenzahl bzw. geringer Lagerungsdichte als integrale Größe über die Probenbreite sichtbar gemacht. Außerdem wurden die Scherbänder mit der DIC-Methode als hell dargestellte Zonen großer Scherdehnung am Rand der Probe berechnet (Abbildung 7 rechts). Hierbei wurden kontinuierliche Bildaufnahmen mit einem Korrelationsalgorithmus berechnet, um die kontinuierliche Entwicklung von Verschiebungsfeldern und daraus abgeleiteten Dehnungsfeldern zu ermitteln. Durch Vergleich beider Methoden konnten übereinstimmende Ergebnisse der Scherbandabstände in Modellversuchen im natürlichen Schwerfeld beobachtet werden. Da die Modellversuche auch mit Modellmaterialien geringer Kohäsion fast ausschließlich im erhöhten Schwerfeld der Geotechnischen Großzentrifuge durchgeführt werden mussten, um das dimensionslose Verhältnis  $c/\sigma_v$  zu berücksichtigen, wurde das DIC-System in der Zentrifuge installiert, um auch in den Zentrifugen-Modellversuchen die Scherbandabstände ermitteln zu können.

#### 3.2 Scherbandabstand

Die Untersuchung des Zusammenhangs von normiertem Scherbandabstand und Entfestigungsgradient zeigte in guter Näherung einen linearen Zusammenhang (Abbildung 8 links). Der Abstand wird mit größerem Entfestigungsgradienten geringer. Die entgegengesetzte Tendenz eines größeren Abstandes mit größerem Entfestigungsgradienten zeigt ausschließlich die Mischung mit 20% Feinkornanteil. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Feinanteile bereits einen gewissen Anteil an

Sandkörnern separiert haben und das Verhalten des Materials dominieren. Der lineare Zusammenhang zwischen Scherbandabstand und dem maximalen Reibungswinkel kann durchweg für alle Materialien festgestellt werden (Abbildung 8 rechts). Der maximale Reibungswinkel wird daher als der dominierende Faktor angesehen.

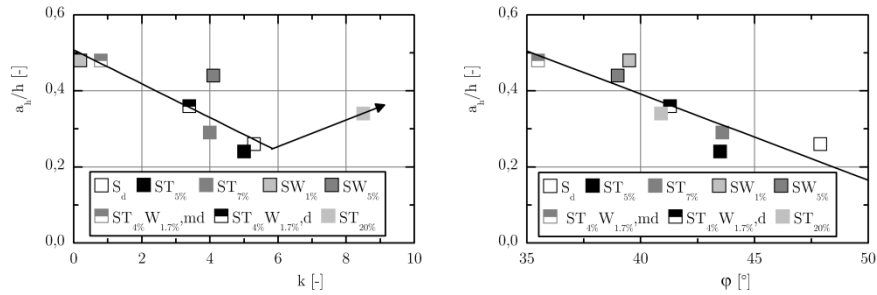


Abbildung 8: Scherbandabstand in Abhängigkeit vom Entfestigungsgradienten (links) und vom Reibungswinkel (rechts).

## 4 Analytische Lösung

Es wird von der experimentellen Beobachtung ausgegangen, dass das bereits initiierte Scherbandsystem mit fortschreitender Dehnung der Unterlage rotiert (Abbildung 9). In der Berechnung der Änderung der Neigung  $\Omega$  mittels Gleichung (1) wird außerdem die Aufweitung der Scherbands mit der Dilatanzrate sowie die elastische Kontraktanz der Bereiche zwischen den Scherbändern mit einer Kontraktanzrate berücksichtigt.

$$\dot{\Omega} = (\dot{\epsilon}_{h,ext} - \dot{\epsilon}_{h,dil} - \dot{\epsilon}_{h,kon}) \cot \Omega \quad (1)$$

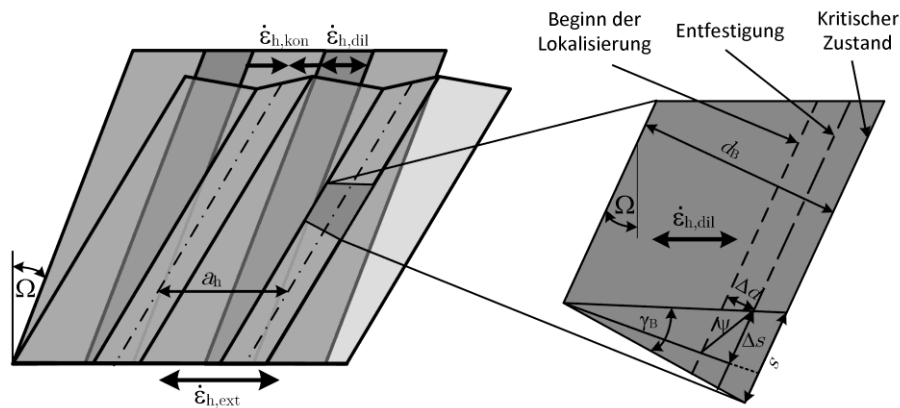


Abbildung 9: Kinematik des Scherband-Systems.

Während sich die Dilatanzrate aus der Geometrie des Scherbands berechnen lässt, wird die Kontraktanzrate mit dem Elastizitätsmodul berechnet, der in modifizierten Triaxialversuchen mit spannungsgesteuerter Entlastung nach Erreichen des Grenzzustandes ermittelt wurde.

Als physikalisches Prinzip zur Erklärung des Scherbandabstandes wird das Minimum der Energierate gemäß Gleichung (2) in dem entlasteten Bereich untersucht. Derjenige Abstand, für den die Energierate minimal wird, wird als energetisch günstigster Abstand interpretiert. Hierzu wird die Rate der Spannungsentlastung auf Basis des Mohr-Coulomb-Kriteriums gemäß Gleichung (3) berechnet, wobei die Definition des lokalen Entfestigungsgradienten eingesetzt wird. Zur Berücksichtigung von Wand- und Sohlreibung wird die tatsächliche Rate der Spannungsentlastung gemäß Gleichung (4) um einen geometrischen Faktor reduziert.

$$\dot{\Pi} = -\frac{1}{E_p} \sigma_{h,entl} \dot{\sigma}_{h,entl} \quad (2)$$

$$\dot{\sigma}_h = \frac{2\sigma_v \cos\varphi + 2c(1+\sin\varphi)}{(1+\sin\varphi)^2} k_B \dot{\gamma}_B \quad (3)$$

$$\dot{\sigma}_{h,entl} = \dot{\sigma}_h \left( 1 - \frac{a_h(2h+b)}{bh} \delta \right) \quad (4)$$

Zur Berechnung der Energierate ist ein Satz von 13 Parametern erforderlich. Neben vorgegebenen Werten ( $h$ ,  $b$ ,  $\rho$ ,  $n$ ,  $d_{50}$ ) sind dies die Breite  $d_B$  und Neigung  $\Theta_B$  des Scherbands aus den Modellversuchen, der Reibungswinkel  $\varphi$ , der Entfestigungsgradient  $k_B$  und der Dilatanzwinkel  $\psi$  aus Biaxialversuchen, die Kohäsion  $c$  aus speziellen Zentrifugenversuchen, der Elastizitätsmodul  $E_p$  im Grenzzustand aus modifizierten Triaxialversuchen sowie ein über Wand- und Sohlreibung verschmierter Reibungswinkel  $\delta$  als Anteil von  $\varphi$ .

Abbildung 10 (links) zeigt die Verläufe von dicht und locker gelagertem Sand für den zulässigen Bereich negativer Energieraten, der zu Entlastung führt. Das Minimum für dichten Sand liegt bei 3 cm, was mit experimentellen Beobachtungen sehr gut übereinstimmt. Für lockeren Sand wird ein größerer Abstand berechnet, was der experimentellen Beobachtung entspricht. Außerdem ist der Verlauf der Funktionen unterschiedlich. Für den dichten Sand zeigt sich ein deutliches Minimum, was so interpretiert wird, dass benachbarte Abstände energetisch deutlich ungünstiger sind, während im Fall des lockeren Sandes benachbarte Abstände nur unwesentlich ungünstiger sind. Damit kann die experimentell beobachtete größere Streuung der Abstände in lockerem Sand erklärt werden.

Der Vergleich von gemessenen und berechneten normierten Abständen zeigt eine sehr gute Übereinstimmung für alle Materialien (Abbildung 10 rechts). Auch in der analytischen Lösung ist der maximale Reibungswinkel der entscheidende Parameter. Abschließend wird mit der analytischen Lösung eine Abschätzung für ein typisches Gestein der oberen Erdkruste gewagt. Die Parameter wurden hierzu aus triaxialen Extensionsversuchen an Kalkstein ermittelt, die Prof. Alber (LS Ingenieurgeologie, RUB) zur Verfügung gestellt hat. Da die Kohäsion hier deutlich größer ist als in den



untersuchten Modellmaterialien, wurde die Entfestigung in eine Reibungsentfestigung und eine Kohäsionsentfestigung aufgespalten. Der berechnete Abstand ist deutlich größer als in den Modellversuchen und liegt in dem in situ beobachteten Bereich, was Anlass zu der Erwartung gibt, dass das Prinzip des Minimums der Energierate für unterschiedliche Skalen anwendbar ist.

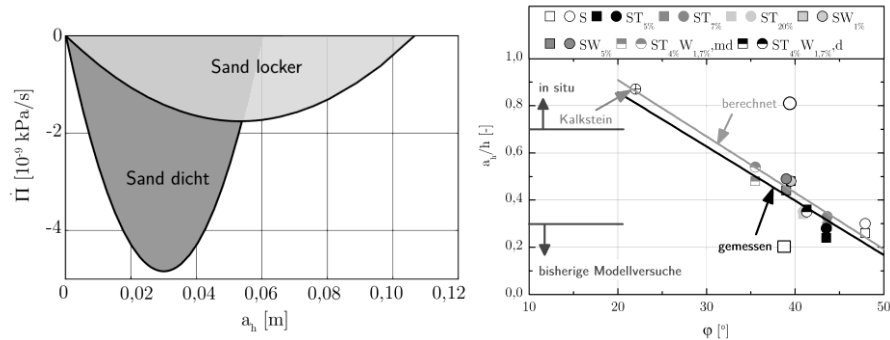


Abbildung 10: Berechnete Energieraten (links), Vergleich von gemessenen und berechneten Abständen (rechts).

## 5 Zusammenfassung

Ausgehend von der Beobachtung paralleler Abschiebungsflächen in Extensionsgebieten der oberen Erdkruste wurden die Gesetzmäßigkeiten für den resultierenden Abstand sowohl experimentell als auch analytisch untersucht. Hierzu wurden Modellmaterialien entwickelt, welche die Skalierungsbedingung hinsichtlich der Kohäsion erfüllen. In einem neu konzipierten Biaxialgerät wurden insbesondere die als wesentlich angesehenen Parameter Reibungswinkel und Entfestigungsgradient bestimmt. Mittels der experimentellen Modellierung im Bochumer Extensionsgerät wurde der Zusammenhang zwischen normiertem Scherbandabstand und dem maximalen Reibungswinkel als Skalierungseffekt offenbart. Mit Hilfe eines analytischen Modells auf Basis des Minimums der Energierate im Bereich zwischen den Scherbändern können sämtliche experimentell beobachteten Effekte erklärt werden und außerdem eine plausible Abschätzung für Abstände von Abschiebungsflächen in der oberen Erdkruste getroffen werden.

## Literatur

- [Cor92] Corté, J.: Contribution of centrifuge testing to foundation design. In: *Geotechnik Sonderheft: Praxisbezogene Anwendung der Zentrifugen-Modelltechnik in Grundbau, Tunnel- und Schachtbau und Umwelttechnik* (1992), S. 6-11
- [HV84] Hettler, A. ; Vardoulakis, I.: Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus. In: *Géotechnique* 34(1984), Nr. 2, S. 183-198
- [HJ04] Hutter, K. ; Jöhnk, K.: *Continuum Methods of Physical Modeling*, Springer, 2004
- [LT88] Lam, W.-K. ; Tatsuoka, F.: Effects of initial anisotropic fabric and  $\sigma_2$  on strength and deformation characteristics of sand. In: *Soils and Foundations* 28(1988), Nr. 1, S. 89-106
- [Man00] Mandl, G.: *Faulting in brittle rocks*, Springer, 2000
- [Röc11] Röchter, L.: *Systeme paralleler Scherbänder unter Extension im ebenen Verformungszustand*. Ruhr-Universität Bochum, Diss., 2011
- [RKST10] Röchter, L. ; König, D. ; Schanz, T. ; Triantafyllidis, T.: Shear banding and strain softening in plane strain extension. In: *Granular Matter* 12(2010), Nr. 3, S. 287-301
- [RKSNT11] Röchter, L. ; König, D. ; Schanz, T. ; Niemunis, A. ; Triantafyllidis, T.: Shear band systems in plane strain extension: analytical solution and comparison with experimental results. In: *Granular Matter* 13(2011), Nr. 5, S. 553-563
- [Row71] Rowe, P.: Theoretical meaning and observed values of deformation parameters of soil. In: *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium*, S. 143-194, 1971
- [Wol05] Wolf, H.: *Zur Scherfugenbänderung granularer Materialien unter Extensionsbeanspruchung*. Ruhr-Universität Bochum, Diss., 2005

# Rechnerischer Stabilitätsnachweis für verflüssigungsgefährdete Standorte

**Nándor Tamáskovics**

*TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik*

---

*Die spontane Verflüssigung von Lockergesteinen ist eine sehr gefährliche Versagensart, weil bei einem dadurch ausgelösten Setzungfließen bedrohliche Massenbewegungen ohne wahrnehmbare Vorzeichen eintreten und sich durch einen fortschreitenden Bruchmechanismus auf sehr große Flächen ausdehnen können. Zu einem möglichen Verflüssigungsversagen eines Lockergesteins ist das gleichzeitige Vorliegen einer Reihe von bodenmechanischen Bedingungen notwendig. Neben einer speziellen Kornverteilung und bevorzugt runder Kornform bilden eine hinreichend lockere Lagerung und hohe Wassersättigung die Grundvoraussetzungen für die Verflüssigungsneigung eines Lockergesteins. Zum Auslösen des Versagensvorganges ist weiterhin eine hinreichend große Störung des Spannungszustandes in Form einer äußeren oder inneren Einwirkung erforderlich. Zur Durchführung des Stabilitätsnachweises an dem zu bewertenden Standort aus verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen wird unter den geometrischen, hydrologischen und geotechnischen Bedingungen sowie unter den potenziell einwirkenden Initialen ein dynamisch oder statisch zulässiges Spannungsfeld berechnet, das die Bewertung der Tragfähigkeit von Bodenelementen bei einem undrainierten Belastungsvorgang mit der Theorie zweiter Ordnung ermöglicht. Durch die angeschlossene Ermittlung des Sicherheitsbeiwertes und der kritischen Gleitfläche wird eine Entscheidung über eine hinreichende Stabilität ermöglicht.*

## 1 Einleitung

Die spontane Verflüssigung von Lockergesteinen ist eine sehr gefährliche Versagensart, weil bei einem dadurch ausgelösten Setzungfließen bedrohliche Massenbewegungen ohne wahrnehmbare Vorzeichen eintreten und sich durch einen fortschreitenden Bruchmechanismus auf sehr große Flächen ausdehnen können. Zu einem Verflüssigungsversagen eines Lockergesteins ist das gleichzeitige Vorliegen einer Reihe von bodenmechanischen Bedingungen notwendig. Verflüssigungsgefährdete Locker-

gesteine haben eine spezielle Kornverteilung mit einem geringen Feinkornanteil, wodurch ihre Scherfestigkeit überwiegend durch Reibungswirkung ohne eine wirksame Kohäsion geprägt wird. Eine Kornbeschaffenheit (Textur) mit einer runden Körnung sowie eine spezielle Ausrichtung der Körner zueinander (Struktur) im Korngerüst erhöhen die Verflüssigungsgefährdung. Zur Verflüssigung eines Lockergesteins ist weiterhin eine niedrige Dichte durch eine sehr lockere Lagerung des Korngerüsts bei einem hinreichend hohen Grad der Wassersättigung des Porenraumes notwendig. Die Verflüssigungsneigung wird durch niedrige wirksame Spannungen im Korngerüst im Ausgangszustand weiter begünstigt. Zum Auslösen einer Verflüssigung ist eine hinreichende Störung des wirksamen Spannungsfeldes infolge einer äußeren oder inneren Einwirkung (Initial) erforderlich.

Besondere Schwierigkeiten liegen vor, wenn locker gelagerte, wassergesättigte und verflüssigungsgefährdete Lockergesteine im Baugrund unmittelbar unterhalb der Geländeoberfläche infolge einer sehr hohen Lage des Grundwasserspiegels anstehen. Wegen des Auftriebs im Grundwasser entstehen sehr niedrige wirksame Spannungen im Korngerüst und in oberflächennahen Lockergesteinsgebieten ist ein Stabilitätsverlust schon infolge kleinster Initiale möglich.

Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit für verflüssigungsgefährdete Standorte muss anhand eines mathematischen Modells den Versagensabstand zu einem Verflüssigungsversagen ausgehend von den wichtigsten bodenphysikalischen Zustandsvariablen sowie bodenmechanischen Bedingungen ermitteln können und an die gültige geotechnische Normung angelehnt sein. Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit muss weiterhin die Möglichkeit eröffnen, ein erforderliches Niveau der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten mit gezielten notwendigen und hinreichenden Sanierungsmassnahmen herzustellen.

Die Fragestellungen zur Formulierung eines Stabilitätsnachweises für verflüssigungsgefährdete Standorte bilden ein hochaktuelles Forschungsgebiet der Bodenmechanik. Aktuelle Forschungsergebnisse unter fokussierter Anwendung von numerischen Untersuchungsmethoden wurden von ANDRADE ET.AL. [And09], BUSCARNERA ET.AL. [BW12, BW13], DESAI ET.AL. [DPS98], GUDEHUS und FÖRSTER [GF98], LADE [Lad92, Lad93], LADE ET.AL. [LY97] und YAMAMURO ET.AL. [YL97] vorgestellt. Das Erbringen eines rechnerischen Nachweises mit dem Ausweisen eines Versagensabstandes durch Auffinden einer kritischen Gleitfläche und eines zugehörigen Sicherheitsbeiwertes gilt bisher jedoch als nicht zufriedenstellend gelöst.

## 2 Dualer Stabilitätsnachweis

Zur quantitativen Ermittlung des Versagensabstandes auf verflüssigungsgefährdeten Standorten ist ein *dualer Nachweis* aus einer notwendigen und einer hinreichenden Bedingung der Stabilität erforderlich. Der duale Nachweis muss sich auf ein kontinuumsmechanisches Konzept stützen, dessen Mittelpunkt ein materialtheoretisches

Modell für das undrainierte Belastungsverhalten des verflüssigungsgefährdeten rolligen Lockergesteins bildet. Aus der *notwendigen Bedingung* der Stabilität kann der statisch oder dynamisch zulässige Spannungszustand ermittelt werden, worin auch konkrete Einwirkungen aus bekannten, äußeren Initialen sowie hypothetische Einwirkungen aus unbekannten, inneren Initialen berücksichtigt werden können. Mit der Untersuchung der *hinreichenden Bedingung* der Stabilität kann eine grundlegende Entscheidung über das mögliche Tragfähigkeitsverhalten von Bodenelementen getroffen werden.

Die kontinuumsmechanische Grundlage des dualen Stabilitätsnachweises bildet das Variationsprinzip von LAGRANGE

$$\delta \Pi(\mathbf{u}) + \delta^2 \Pi(\mathbf{u}) \succeq 0 .$$

Als notwendige Bedingung der Stabilität muss die erste Variation der potenziellen Energie  $\delta \Pi(\mathbf{u})$  verschwinden, wodurch die potenzielle Energie einen Extremwert annimmt

$$\delta \Pi(\mathbf{u}) = \int_V \boldsymbol{\sigma} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} \, dV - \int_V \mathbf{q} \cdot \delta \mathbf{u} \, dV - \int_{A_\sigma} \tilde{\mathbf{q}} \cdot \delta \mathbf{u} \, dA = 0 .$$

In dem betrachteten Gebiet  $V$  liegt ein *dynamisch* oder *statisch zulässiges* totales Spannungsfeld  $\boldsymbol{\sigma}$  vor, das unter den vorgegebenen äußeren Einwirkungen  $\mathbf{q}$  sowohl die Impulserhaltungsgleichung, die Drallerhaltungsgleichung als auch die vorgeschriebenen kinetischen Randbedingungen für die totale Spannung  $\tilde{\mathbf{q}}$  auf der Fläche  $A_\sigma$  erfüllt

$$\mathbf{n}_A \cdot \boldsymbol{\sigma} = \tilde{\mathbf{q}} , \quad \mathbf{r} \in A_\sigma .$$

In dem betrachteten Gebiet  $V$  liegt weiterhin eine kleine Veränderung (Variation) des Deformationsfeldes  $\delta \boldsymbol{\varepsilon}$  sowie des Verschiebungsfeldes  $\delta \mathbf{u}$  vor, die auf der Fläche mit vorgeschriebenen kinematischen Randbedingungen für die Verschiebungen  $A_u$  verschwindet

$$\delta \mathbf{u} = 0 , \quad \mathbf{r} \in A_u .$$

Die hinreichende Bedingung der Stabilität ist dann erfüllt, wenn die zweite Variation der potenziellen Energie positiv ist

$$\delta^2 \Pi(\mathbf{u}) = \int_V \frac{1}{2} \delta \boldsymbol{\sigma} \cdot \delta \boldsymbol{\varepsilon} \, dV \succeq 0$$

und damit die potenzielle Energie einen Minimum einnimmt. Die Einführung des Prinzips effektiver Spannungen

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + \mathbf{u} \mathbf{1}$$

in die zweite Variation der potenziellen Energie führt zu der Schlussfolgerung, dass sich die rechnerischen Betrachtungen auf die Variation der wirksamen Spannungen eingeschränken lassen. Die Variation der wirksamen Spannung  $\delta \boldsymbol{\sigma}'$  und die Variation

der Deformation  $\delta\epsilon$  lassen sich in Form einer Zeitableitung innerhalb eines Zeitintervalles  $\delta t$  formulieren

$$\delta\sigma' = \dot{\sigma}' \delta t, \quad \delta\epsilon = \dot{\epsilon} \delta t,$$

woraus die zweite Variation der potenziellen Energie durch Fallenlassen der Integration über das Volumen  $V$  des betrachteten Gebietes und weitere Vereinfachungen in eine lokale Form überführen lässt

$$\delta^2 e = \dot{\sigma}' \dots \dot{\epsilon} \succeq 0.$$

Die *lokale* Formulierung der zweiten Variation der potenziellen Energie als hinreichende Bedingung der Stabilität bildet die Grundlage zur Untersuchung der hinreichenden Bedingung der Stabilität im dualen Stabilitätsnachweis [Tam13a]. Zur Erfassung der Spannungsrate  $\dot{\sigma}$  infolge der Einwirkung einer Deformationsrate  $\dot{\epsilon}$  müssen materialtheoretische Betrachtungen herangezogen werden.

### 3 Materialtheorie

Als materialtheoretische Grundlage des dualen Stabilitätsnachweises für verflüssigungsgefährdete Standorte bietet sich die Anwendung der Theorie der Hypoplastizität an, die von GUDEHUS [Gud11], KOLYMBAS ET.AL. [KHVW95] und VON WOLFFERSDORFF [VW96] zunächst für monotone Belastungspfade entwickelt wurde. Umfassende Betrachtungen von GUDEHUS und WEGENER zeigen weiterhin, dass durch die Erweiterung des hypoplastischen Materialgesetzes mit dem Konzept der intergranularen Dehnung möglich ist, auch zyklische Belastungspfade zuverlässig zu erfassen [Gud11, Weg13].

Das hypoplastische Materialgesetz formuliert die physikalisch objektive Zeitableitung der wirksamen Spannungen  $\overset{\Delta}{\mathbf{T}}$  für monotone Belastungspfade als Funktion der wirksamen Spannung  $\mathbf{T}$ , der Deformationsrate  $\mathbf{D}$  sowie der Dichte mit der Porenzahl  $e$  in einer geschlossenen tensoriellen Gleichung aus einem in der Deformationsrate linearen  $\mathbf{L}(\mathbf{T}, \mathbf{D})$  und einem in der Deformationsrate nichtlinearen  $\mathbf{N}(\mathbf{T}) \|\mathbf{D}\|$  Term

$$\overset{\Delta}{\mathbf{T}}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) = f_b f_e (\mathbf{L}(\mathbf{T}, \mathbf{D}) + f_d \mathbf{N}(\mathbf{T}) \|\mathbf{D}\|).$$

Mit dem Operator  $\|\mathbf{D}\|$  wird die EUKLID'sche Norm der Deformationsrate (Betrag) gekennzeichnet. Die skalarwertigen Funktionen  $f_b$ ,  $f_e$  und  $f_d$  erfassen den Einfluss der Spannung sowie der Porenzahl auf die inkrementelle Steifigkeit.

Die Theorie der Hypoplastizität nach VON WOLFFERSDORFF [VW96] formuliert die Annahme, dass volumenkonstantes stationäres Fließen beim Erreichen einer kritischen Porenzahl  $e_c$  eintritt, deren Spannungsabhängigkeit mit einem exponentiellen Kompressionsgesetz abgebildet wird

$$e_c(\mathbf{T}) = e_{c0} \exp \left[ - \left( - \frac{I_1(\mathbf{T})}{h_s} \right)^n \right]. \quad (1)$$

Die Funktion  $I_1(\mathbf{T}) = \text{tr} \mathbf{T}$  kennzeichnet die erste Skalarinvariante des wirksamen Spannungstensors  $\mathbf{T}$ . Das Verhältnis der Porenzahl  $e$  zur kritischen Porenzahl  $e_c$  unterscheidet zwischen einem kontraktiven und dilatanten Volumendeformationsverhalten bei einer eingetragenen Scherbelastung.

Die nähere mathematische Untersuchung der Eignung des hypoplastischen Materialgesetzes zur Beschreibung von undrainierten Belastungspfaden zeigt das Problem auf, dass der Dichteinfluss auf die wirksame Bruchscherfestigkeit mit der skalarwertigen Pyknotropiefunktion  $f_d$  in der unsprünglichen Form nach VON WOLFFERS-DORFF [VW96] überschätzt wird. Dieses Problem lässt sich mit einer geringfügigen Modifikation der Skalarfunktion  $f_d$  in der Form

$$f_d = \left( \frac{e - e_d}{e_c - e_d} \right)^{\alpha \frac{e}{e_c}}$$

überwinden. Im unterkritischen Porezahlbereich  $e < e_c$  wird der Exponent  $\alpha$  herabgemindert und im überkritischen Porezahlbereich  $e > e_c$  vergrößert. Diese Anpassung ermöglicht die realistische Abbildung der Abhängigkeit der wirksamen Scherfestigkeit von der Porenzahl insbesondere im überkritischen Porezahlbereich  $e > e_c$ . Die vorgestellte Modifikation der Skalarfunktion  $f_d$  erschwert die Ermittlung des materialspezifischen Parameters  $\alpha$  bei der Kalibration des hypoplastischen Materialgesetzes nach dem von HERLE vorgeschlagenen Konzept nicht [HG99]. Die Modifikation in der Pyknotropiefunktion  $f_d$  erfordert zugleich eine entsprechende geringfügige Anpassung der Barotropiefunktion  $f_b$  mit

$$f_b = \frac{h_s}{n} \left( \frac{1 + e_i}{e_i} \right) \left( \frac{e_{i0}}{e_{c0}} \right)^\beta \left( -\frac{\text{tr} \mathbf{T}_s}{h_s} \right)^{1-n} \left[ 3 + a^2 - \sqrt{3} a \left( \frac{e_{i0} - e_{d0}}{e_{c0} - e_{d0}} \right)^{\alpha \frac{e_{i0}}{e_{c0}}} \right]^{-1}.$$

Mit dem hypoplastischen Materialgesetz kann in jedem Punkt des Kontinuums die lokale Form der zweiten Variation der potenziellen Energie für einen beliebigen Wert der Deformationsrate  $\mathbf{D}$  berechnet werden, wenn der dynamisch oder statisch zulässige Spannungszustand  $\mathbf{T}$  und die Porenzahl  $e$  bekannt sind

$$\delta^2 e = \overset{\Delta}{\mathbf{T}}(\mathbf{T}, \mathbf{D}, e) \cdot \mathbf{D} \succeq 0.$$

Zur Entscheidung über eine vorliegende hinreichende Stabilität muss mit Hilfe einer Optimierung die ungünstigste Deformationsrate  $\mathbf{D}_{min}$  ermittelt werden, bei derer Einwirkung die lokale Form der zweiten Variation der potenziellen Energie ein Minimum  $\delta^2 e_{min}$  annimmt

$$\delta^2 e_{min} = \overset{\Delta}{\mathbf{T}}(\mathbf{T}, \mathbf{D}_{min}, e) \cdot \mathbf{D}_{min} \succeq 0, \quad \|\mathbf{D}_{min}\| = 1.$$

In dem Optimierungsprozess, der sich wegen lokaler Minima schwierig gestaltet, wird die zweite Variation der potenziellen Energie systematisch mit unterschiedlichen Deformationsraten mit einem EUKLID'schen Norm (Betrag) von Eins untersucht  $\|\mathbf{D}\| = 1$ .

Zur erheblichen Reduktion des mathematischen Aufwandes ist es vorteilhaft, die Problemstellung auf Hauptspannungen und Hauptdeformationsraten für den Spannungszustand eines vereinfachten Triaxialversuches zurückzuführen. Die damit erbrachten Stabilitätsaussagen liegen auf der sicheren Seite.

## 4 Versagensmechanismus und Scherfestigkeitsansatz

Die zuverlässige Erfassung der Scherfestigkeit von annähernd wassergesättigten locker gelagerten Granulaten bei undrainierter Belastung bildet die entscheidende Kernaussage eines rechnerischen Stabilitätsnachweises.

Die Grundlage zum Scherfestigkeitsansatz in dem dualen rechnerischen Stabilitätsnachweis bildet ein *hypothetischer Versagensmechanismus*, der zu einem Grenzzustand der Verflüssigung (LQF) führt und voraussetzt, dass in jedem Punkt des betrachteten verflüssigungsgefährdeten Bodengebietes infolge einer versagensauslösenden Initialeinwirkung (*Globalinitial*) die Mobilisierung der in Abhängigkeit von der Porrenzahl, vom Wassersättigungsgrad und von dem Spannungszustand momentan verfügbaren maximalen Scherfestigkeit eintritt.

Für die rechnerische Modellierung der Scherfestigkeit verflüssigungsgefährdeter Lockergesteine ergeben sich zwei grundlegende Situationen:

- **Undrainierte Bruchscherfestigkeiten:** Die experimentelle Erfahrung aus undrainierten Versuchen zeigt, dass die Porenüberdrücke, die sich bei einer Scherbelastung unter undrainierten Bedingungen in Abhängigkeit von dem Wassersättigungsgrad aufbauen, die Verdichtung des locker gelagerten kontraktiven Korngerüsts bei Scherbelastung beeinflussen. Damit kann der Bruch unter undrainierten Belastungsbedingungen bei einem weitaus niedrigeren wirksamen Bruchreibungswinkel  $\phi'_f$  eintreten, als der wirksame Restreibungswinkel bei drainierter Belastung und hohen Deformationen  $\phi'_c$  (Reibungswinkel im kritischen Zustand). Im Bruchzustand tritt ein Porenüberdruck  $u_f$  auf. In dem vorliegenden dualen rechnerischen Nachweis wird die wirksame Bruchscherfestigkeit  $\phi'_f$  und der Porenüberdruck  $u_f$  im Bruchzustand aus der Simulation eines *volumenkonstanten* Standard-Triaxialversuches mit dem hypoplastischen Materialgesetz berechnet ( $\text{tr } \mathbf{D} = 0$ ).
- **Undrainierte Restscherfestigkeiten:** Die experimentelle Erfahrung aus undrainierten Versuchen zeigt weiterhin, dass der Aufbau von Porenüberdrücken solange andauert, bis sich die Porrenzahl auf die kritische Porrenzahl  $e_c$  reduziert hat. In dem Restzustand erreicht die wirksame Restscherfestigkeit den wirksamen Restreibungswinkel bei drainierter Belastung und hohen Deformationen  $\phi'_c$ . Im Restzustand tritt ein Porenüberdruck  $u_c$  auf. In dem vorliegenden dualen rechnerischen Nachweis wird die wirksame Restscherfestigkeit  $\phi'_c$  und der Porenüberdruck  $u_c$  im Restzustand aus der adiabatischen Kompression der Porrengasphase bis zum Erreichen der kritischen Porrenzahl  $e_c$  berechnet.



Zum Ansatz der Scherfestigkeiten für den verflüssigungsgefährdeten Boden wird das Konzept der äquivalenten Scherfestigkeiten als eine Variante des Konzeptes der modifizierten Scherfestigkeiten genutzt. Die rechnerisch prognostizierten Größen der Bruchscherfestigkeit  $\phi'_f$  und des Porenüberdruckes beim Bruch  $u_f$  sowie der Restscherfestigkeit  $\phi'_c$  und des Porenüberdruckes im Restzustand  $u_c$  werden auf den Anfangsspannungszustand zum Beginn der undrainierten Belastung in einen äquivalenten Reibungswinkel beim Bruch  $\phi'_{eq,f}$  mit einer äquivalenten Kohäsion beim Bruch  $c'_{eq,f}$  sowie in einen äquivalenten Reibungswinkel im Restzustand  $\phi'_{eq,r}$  mit einer äquivalenten Kohäsion im Restzustand  $c'_{eq,r}$  umgerechnet [Tam13a]. Dieses Vorgehen bietet bei den Stabilitätsberechnungen den Vorteil, dass trotz Betrachtungen basierend auf wirksame Spannungen auf den expliziten Ansatz eines Porenüberdruckes beim Bruch  $u_f$  sowie im Restzustand  $u_c$  verzichtet werden kann. In den Nachweisberechnungen müssen statische Porendrucke sowie Porenüberdrücke infolge äußerer Initiale in dem Moment der Einwirkung des hypothetischen Generalinitials jedoch berücksichtigt werden.

Der für den rechnerischen Stabilitätsnachweis genutzte konkrete Wert der Scherfestigkeit des verflüssigungsgefährdeten Bodens wird in Abhängigkeit von der hinreichenden Bedingung der Stabilität in jedem untersuchten Punkt des betrachteten Bodengebietes ausgewählt. In allen Punkten, in denen die hinreichende Bedingung der Stabilität erfüllt ist, wird die äquivalente Bruchscherfestigkeit in die Standsicherheitsberechnung eingeführt. In allen Punkten, in denen die hinreichende Bedingung der Stabilität nicht erfüllt ist, wird die äquivalente Restscherfestigkeit in die Standsicherheitsberechnung eingeführt

$$\phi', c' = \begin{cases} \delta^2 e_{min} \succeq 0 : \phi'_{eq,f}, c'_{eq,f} , \\ \delta^2 e_{min} \prec 0 : \phi'_{eq,r}, c'_{eq,r} . \end{cases}$$

Die Grundlage zum Ansatz der Scherfestigkeiten in jedem Punkt des untersuchten Bodengebietes bilden die vorausgesetzten bodenphysikalischen und bodenmechanischen Bedingungen.

## 5 Untersuchung der Standsicherheit

Zur Untersuchung der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten mit dem dualen rechnerischen Stabilitätsnachweis mit dem Ziel, den Versagensabstand zu einem Verflüssigungsversagen eines Bodengebietes mit einer Maßzahl der Standsicherheit zu belegen und die zugehörige ungünstigste Versagenskinematik auszuweisen, sind die folgenden Arbeitsschritte erforderlich:

1. Ermittlung von vorsichtigen Schätzwerten für die materialspezifischen Kennwerte des hypoplastischen Materialgesetzes
2. Ermittlung von vorsichtigen Schätzwerten für die räumliche Verteilung der Dichte und des Wassersättigungsgrades

3. Berechnung des wirksamen und neutralen Spannungszustandes unter den gegebenen kinematischen und kinetischen Randbedingungen äußerer und innerer Initiale mit dem hypoplastischen Materialgesetz als notwendige Bedingung der Stabilität  $\delta\Pi(\mathbf{u}) = 0$
4. Berechnung der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie zur Untersuchung der hinreichenden Bedingung der Stabilität  $\delta^2\Pi(\mathbf{u}) \succeq 0$
5. Ermittlung der äquivalenten Scherfestigkeit in jedem Untersuchungspunkt in Abhängigkeit von der hinreichenden Bedingung der Stabilität
6. Berechnung des Sicherheitsbeiwertes und Ausweisen des zugehörigen ungünstigsten Versagensmechanismus durch eine Phi-C-Reduktion

Das numerische Verfahren der Phi-C-Reduktion ist eine Optimierungsstrategie, die auf die FELLENIUS-Regel aufbaut und die Lösung des statischen Randwertproblems

$$\max_{\eta} \mathbf{K}_{MC}^{ep} \left( \frac{\tan \varphi}{\eta}, \frac{c}{\eta} \right) \cdot \mathbf{u} = \mathbf{f},$$

erfordert. Das Verfahren der Phi-C-Reduktion nutzt das ideal-elasto-plastische Materialgesetz des Typs MOHR-COULOMB und modifiziert die daraus abgeleitete Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}_{MC}^{ep}$  bis zum Erreichen einer maximal vertretbaren Reduktion der Scherfestigkeit. Unter den äußeren Einwirkungen  $\mathbf{f}$  werden dabei Verschiebungsbeträge  $\mathbf{u}$  als Lösung berechnet, die keine quantitative Bedeutung haben sondern nur eine stark plastizierte Zone mit konzentriert hohen Verschiebungswerten als die ungünstigste Versagenskinematik ausweisen sollen. Zur Durchführung der Phi-C-Reduktion müssen die Parameter des hypoplastischen Materialgesetzes in die äquivalenten Parameter eines Materialgesetzes vom Typ MOHR-COULOMB überführt werden. Für die Scherfestigkeit werden die in jedem Punkt ermittelten äquivalenten Scherfestigkeitskennwerte eingeführt.

Die Untersuchung der Standsicherheit für verflüssigungsgefährdete Standorte mit dem dualen rechnerischen Stabilitätsnachweis kann an die Norm Eurocode-7 (EC-7) angelehnt werden. Die Untersuchung des Versagensabstandes für den Versagensfall der spontanen Verflüssigung LQF (static liquefaction) mit dem dualen rechnerischen Nachweis, der auf einen speziellen Kennwertansatz und eine angeschlossene Phi-C-Reduktion basiert, gehört zu den Verfahren der Grenzgleichgewichtsbetrachtungen zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit in der Nachweisgruppe GEO-3 mit dem Lastfall einer außergewöhnlichen Belastung in der Bemessungssituation (BS-A).

Der duale rechnerische Stabilitätsnachweis ist ein kontinuumsmechanischer Ansatz und erfordert in allen Untersuchungsphasen die Anwendung von modernen numerischen Methoden mit einer praktikablen softwaretechnischen Umsetzung. Das Nachweisverfahren kann als nutzerspezifisches Materialgesetz in jede beliebige numerische Anwendung der zeitgemäßen Bodenmechanik für 2D- und 3D-Probleme flexibel implementiert werden.

## 6 Beispielproblem

Zur Darstellung der praktischen Anwendung des dualen rechnerischen Nachweisverfahrens der Stabilität auf verflüssigungsgefährdeten Standorten wurde die Standsicherheit einer locker gelagerten und teilweise gefluteten Böschung mit einer Höhe von  $h = 20[m]$  und einem Neigungswinkel von  $\beta = 11,31[^\circ]$  (Steigung 1:5) untersucht. Die hydrologischen Verhältnisse wurden mit einem Grundwasserflurabstand von  $h = 2[m]$  vor dem Böschungsfuß und mit einem Grundwasserflurabstand von  $h = 10[m]$  im Böschungshinterland, ab einer Entfernung der siebenfachen Böschungshöhe vom Böschungsfuß angenommen [VF91]. Im Hinterland der Böschung wirkt eine  $B = 20[m]$  breite Flächenlast mit einer Sohlspannung von  $q = 25[kPa]$ . Die Flächenlast steht oberhalb einer lockeren Linse an, deren extrem hohe Anfangsporenzahl mit  $e_0 = 1,1[1]$  gewählt wurde. Das Beispielproblem richtet sich nicht nach einem existierenden Objekt sondern wurde als synthetische und typische Aufgabenstellung entworfen.

Tabelle 1: Eingangsgrößen des Beispielproblems

<b>Bodenmechanische Kennwerte</b>		
$e_{min}$	[1]	0,45
$e_{max}$	[1]	0,95
$s$	[1]	0,95
$B$	[1]	0,90
$K_0^U$	[1]	0,60
<b>Kennwerte der Hypoplastizität</b>		
$e_{d0}$	[1]	0,45
$e_{c0}$	[1]	0,80
$e_{i0} = e_{c0}$	[1]	0,80
$h_s$	[MPa]	100,00
$n$	[1]	0,50
$\alpha$	[1]	0,25
$\beta$	[1]	1,00
$\varphi_c$	[°]	30,00
$t_n$	[kPa]	5,00

Die bodenphysikalischen Kennwerte wurden mit typischen Werten für verflüssigungsgefährdete Sande angesetzt und in der Tabelle 1 zusammengestellt. Der Referenzwert der kritischen Porenzahl  $e_{c0}$  wurde bei einer bezogenen Lagerungsdichte von  $I_D = 0,30[1]$  eingestellt. Der Fluidsättigungsgrad wurde unterhalb des Grundwasserspiegels mit  $s = 0,95[1]$  vorausgesetzt. Mit dem SKEMPTON'schen Faktor  $B = 0,90[1]$  wurde der Anteil der totalen isotropen Spannungen, der sich bei einer undrainierten Belastung auf die Porenüberdrücke überlagert, mit 90[%] vorgegeben. Die in der Tabelle 1 unten genannten Kennwerte des hypoplastischen Materialgesetzes stellen ebenso Erfahrungswerte für typische verflüssigungsgefährdete Sande dar.

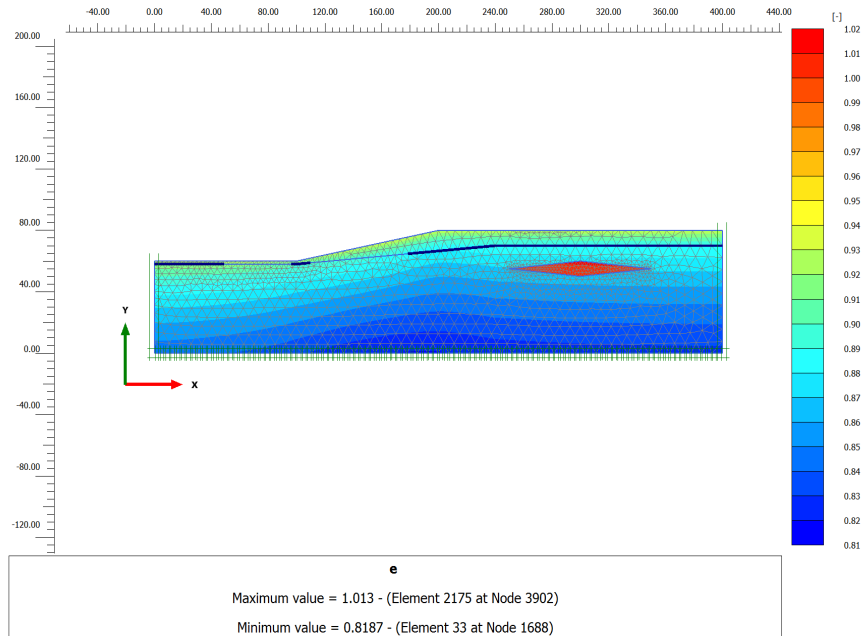
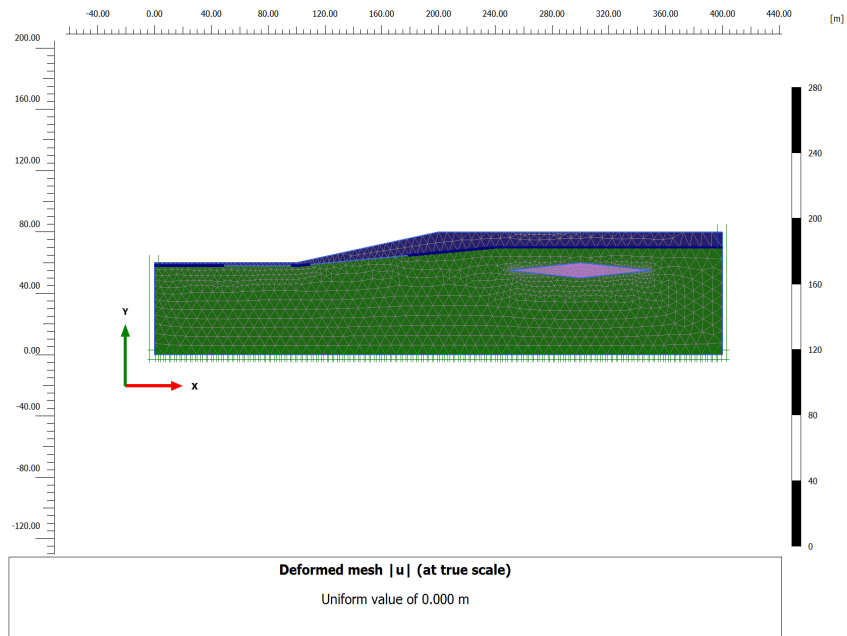


Abbildung 1: Beispielproblem -  $e = 0,95 [1]$  - Berechnungsmodell (oben) und räumliche Porenzahlverteilung (unten)

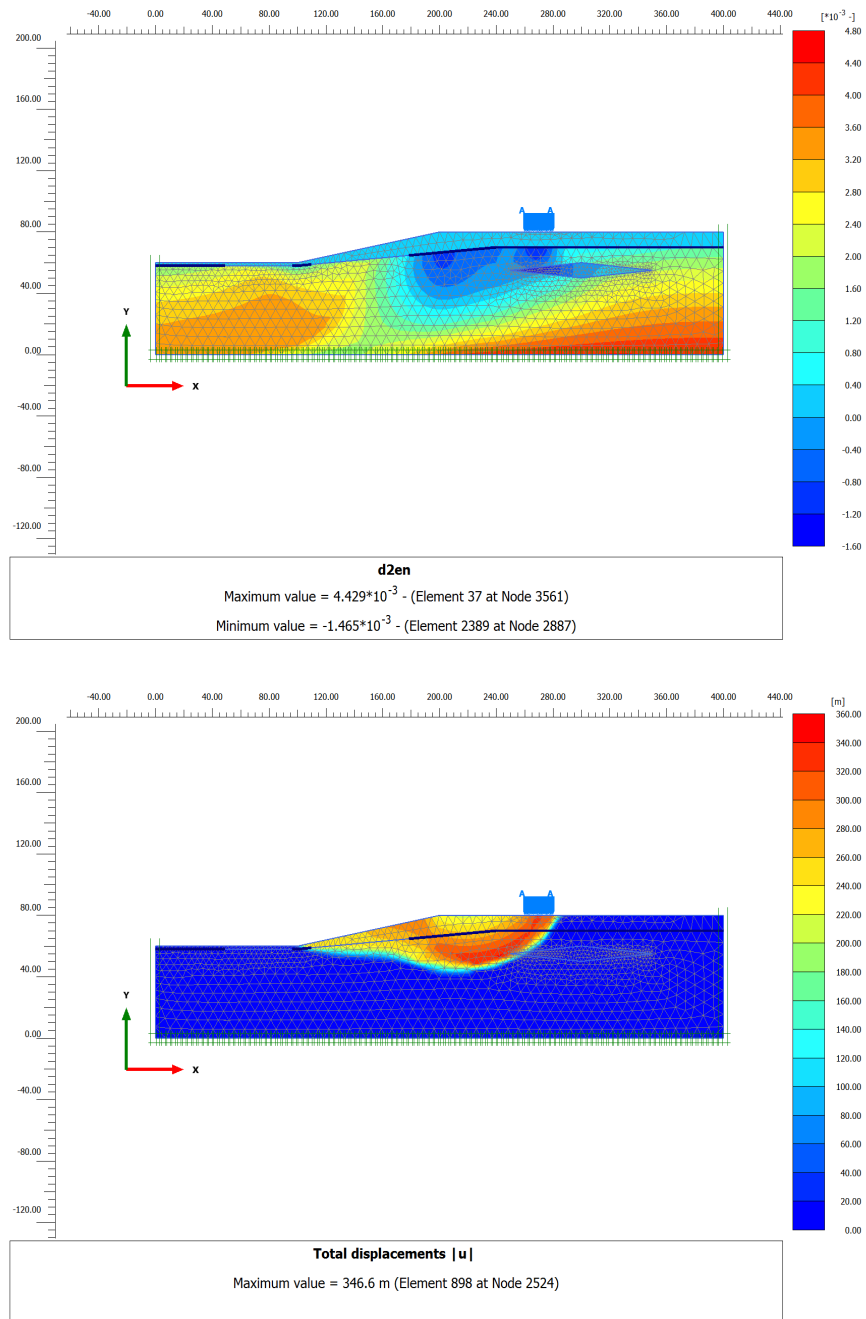


Abbildung 2: Beispielproblem -  $e = 0,95$  [1] - Minimalwert der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie (oben) und ungünstigste Versagenskinematik (unten)

Tabelle 2: Berechnungsergebnisse des Beispielproblems

<b>Berechnungsergebnisse</b>	
$e_0$ [1]	$\eta$ [1]
0,75	2,6988
0,80	2,6911
0,85	1,5928
0,90	1,2284
0,95	0,8741
1,00	0,6655

Zur Lösung des Beispielproblems als ebenes Deformationsproblem wurde der duale rechnerische Stabilitätsnachweis in das Programmsystem PLAXIS-2D als nutzerspezifisches Materialgesetz eingeführt. Das Beispielproblem wurde mit den Anfangsporenzahlen  $e_0 = 0,75; 0,80; 0,85; 0,90; 0,95; 1,00$  [1] berechnet, wobei zu beachten ist, dass die vorgegebene Anfangsporenzahl  $e_0$  mit dem Kompressionsgesetz (1) in Abhängigkeit vom isotropen wirksamen Spannungsanteil tiefenabhängig eingestellt wird. Vereinfachend wurde die Dichte oberhalb und unterhalb des Grundwasserspiegels mit jeweils  $\rho_n = 1700 \text{ [kg/m}^3\text{]}$  und  $\rho_r = 2000 \text{ [kg/m}^3\text{]}$  angesetzt.

Ausgewählte Berechnungsergebnisse des Beispielproblems mit der Anfangsporenzahl  $e_0 = 0,95$  [1] sind in den Bildern 1 und 2 dargestellt. Im Bild 1 oben ist die Geometrie des Modells mit der Sickerlinie und unten die räumliche Porenzahlverteilung ersichtlich. Im Bild 2 oben ist die räumliche Verteilung des Minimalwertes der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie  $\delta^2 e_{min}$  und unten die ausgewiesene ungünstigste Versagenskinematik abgebildet. In der räumlichen Verteilung des Minimalwertes der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie  $\delta^2 e_{min}$  ist der Einfluss der Porenüberdrücke infolge der äußeren Flächenlast  $q$  als "äußeres Initial" deutlich erkennbar.

Aus den Darstellungen in den Bildern 1 und 2 geht deutlich hervor, dass der Minimalwert der lokalen Form der zweiten Variation der potenziellen Energie  $\delta^2 e_{min}$  und damit die mobilisierbare Scherfestigkeit infolge der äußeren Belastung und durch die Böschung beeinflusst wird. Die resultierende ungünstigste Versagenskinematik greift tief nach unten und deutet auf eine Kombination aus einem Geländebruch und einem Grundbruchversagen hin. In der Tabelle 2 sind die berechneten globalen Sicherheitsbeiwerte  $\eta$  für unterschiedliche Größen der eingeführten Anfangsporenzahl  $e_0$  zusammengestellt und zeigen, dass die Standsicherheit unter den modellierten Bedingungen des Beispielproblems nicht mehr hinreichend wird, wenn Porenzahlwerte die Größe der Porenzahl bei lockerster Lagerung  $e_{max} = 0,95$  [1] annähern.

## **7 Zusammenfassung**

Die spontane Verflüssigung von Lockergesteinen ist eine sehr gefährliche Versagensart, weil bei einem dadurch ausgelösten Setzungsfließen bedrohliche Massenbewegungen ohne wahrnehmbare Vorzeichen eintreten und sich durch einen fortschreitenden Bruchmechanismus auf sehr große Flächen ausdehnen können. Zu einem möglichen Verflüssigungsversagen eines Lockergesteins ist das gleichzeitige Vorliegen einer Reihe von bodenmechanischen Bedingungen notwendig. Neben einer speziellen Kornverteilung und bevorzugt runder Kornform bilden eine hinreichend lockere Lagerung und hohe Wassersättigung die Grundvoraussetzungen für die Verflüssigungsneigung eines Lockergesteins. Zum Auslösen des Versagensvorganges ist weiterhin eine hinreichend große Störung des Spannungszustandes in Form einer äußeren oder inneren Einwirkung erforderlich.

Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit für verflüssigungsgefährdete Standorte muss anhand eines mathematischen Modells den Versagensabstand zu einem Verflüssigungsversagen ausgehend von den wichtigsten bodenphysikalischen Zustandsvariablen sowie bodenmechanischen Bedingungen ermitteln können und an die gültige geotechnische Normung angelehnt sein. Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit muss weiterhin die Möglichkeit eröffnen, ein erforderliches Niveau der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten mit gezielten, notwendigen und hinreichenden Sanierungsmassnahmen herzustellen.

Zur Durchführung des Stabilitätsnachweises an dem zu bewertenden Standort aus verflüssigungsgefährdeten Lockergesteinen wird unter den geometrischen, hydrologischen und geotechnischen Bedingungen sowie unter den potenziell einwirkenden Initialen ein dynamisch oder statisch zulässiges Spannungsfeld berechnet, das die Bewertung der Tragfähigkeit von Bodenelementen bei einem undrainierten Belastungsvorgang mit der Theorie zweiter Ordnung ermöglicht. Durch die angeschlossene Ermittlung des Sicherheitsbeiwertes und der kritischen Gleitfläche wird eine Entscheidung über eine hinreichende Stabilität ermöglicht.

## **Danksagung**

Für die förderlichen Diskussionen zum Problem der rechnerischen Nachweise für verflüssigungsgefährdete Standorte sei an dieser Stelle Prof. G. Gudehus, Prof. W. Förster, Prof. W. Kudla, Prof. P.-A. von Wolffersdorff, Dr. A. Vogt, Dr. J. Keßler, Herrn U. Warmbold und Herrn S. Breier ganz herzlich gedankt.

## Literatur

- [And09] ANDRADE, J.E.: A predictive framework for liquefaction instability. In: *Géotechnique* 59 (2009), Nr. 8, S. 673–682
- [BW12] BUSCARNERA, G. ; WHITTLE, A.J.: Constitutive modelling approach for evaluating the triggering of flow slides. In: *Canadian Geotechnical Journal* 49 (2012), S. 499–511
- [BW13] BUSCARNERA, G. ; WHITTLE, A.J.: Model prediction of static liquefaction: influence of the initial state on potential instabilities. In: *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 139 (2013), Nr. 3, S. 420–432
- [DPS98] DESAI, C.S. ; PARK, I. ; SHAO, C.: Fundamental yet simplified model for liquefaction instability. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 22 (1998), S. 721–748
- [GF98] GUDEHUS, G. ; FÖRSTER, W.: Beurteilung der Setzungsfließgefahr und Schutz von Kippen gegen Setzungsfließen / LMBV mbH, Grünes Heft. 1998. – Forschungsbericht. – Textteil, pp.135, Anlagenteil, pp.123, Karlsruhe, Freiberg, Senftenberg
- [Gol13] GOLDSCHIEDER, M.: Gültigkeitsgrenzen des statischen Kollapstheorems der Plastomechanik für Reibungsböden. In: *Geotechnik* 36 (2013), Nr. 4, S. 243–263
- [Gud11] GUDEHUS, G.: *Physical Soil Mechanics*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 2011. – pp.853 S. – ISBN:978-3-540-36353-8
- [HG99] HERLE, I. ; GUDEHUS, G.: Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. In: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 4 (1999), S. 461–486
- [KHVW95] KOLYMBAS, D. ; HERLE, I. ; VON WOLFFERSDORFF, P.A.: Hypoplastic constitutive equation with internal variables. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 19 (1995), S. 415–436
- [Lad92] LADE, P.V.: Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. In: *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering* 118 (1992), Nr. 1, S. 51–71
- [Lad93] LADE, P.V.: Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. In: *Canadian Geotechnical Journal* 30 (1993), S. 895–904
- [LY97] LADE, P.V. ; YAMAMURO, J.A.: Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands. In: *Canadian Geotechnical Journal* 34 (1997), S. 918–928



- [ML12] MIZANUR, R.M. ; LO, S.R.: Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines. In: *ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138 (2012), Nr. 8, S. 1037–1041
- [Tam13a] TAMASKOVICS, N.: Rechnerische Stabilitätsnachweise für verflüssigungsgefährdete Altkippen des Braukohlenbergbaus. In: MEIER, G. et. a. (Hrsg.): *13. Altbergbau-Kolloquium*. Freiberg, 2013, S. 232–268. – Abschrift
- [Tam13b] TAMASKOVICS, N.: Rechnerischer Nachweis der Standsicherheit auf verflüssigungsgefährdeten Standorten. In: KLAPPERICH, H. et. a. (Hrsg.): *6. Symposium Umweltgeotechnik & 7. Freiburger Geotechnik Kolloquium*, 2013, S. 111–124. – Abschrift
- [VF91] VOGT, A. ; FÖRSTER, W.: Abschätzung der Rückgriffweite von Setzungsfließbrutschungen. In: *Neue Bergbautechnik* 21 (1991), Nr. 10/11, S. 366–371
- [VW96] VON WOLFFERSDORF, P.A.: A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. In: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 1 (1996), S. 251–271
- [Weg13] WEGENER, D.: *Ermittlung bleibender Bodenverformungen unter dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren*. Dresden, Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Diss., 2013. – ISSN-1434-3053
- [YL97] YAMAMURO, J.A. ; LADE, P.V.: Static liquefaction of very loose sands. In: *Canadian Geotechnical Journal* 34 (1997), S. 905–917



# **Untersuchung des Einflusses von Gaseinschlüssen unterhalb des Grundwasserspiegels auf Druckausbreitung und Bodenverformungen mittels gekoppelter FE-Berechnungen**

**Hector Montenegro und Oliver Stelzer**

*Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe*

---

*Als Folge fluktuierender (Grund-)Wasserstände und/oder infolge des Abbaus organischer Substanzen kann es zum Einschluss feiner Gasbläschen im Porenraum kommen. Aufgrund der erheblich größeren Kompressibilität von Gas im Vergleich zu Wasser verfügt ein Boden mit Gaseinschlüssen über ein deutlich größeres Wasserspeichervolumen als ein vollständig wassergesättigter Boden. Dies kann sich auf die Ausbreitungsdynamik von durch mechanische oder hydraulische Laständerungen induzierten Porenwasserdrücken auswirken. Das Speichervolumen ist naturgemäß abhängig vom Porenwasserdruck, was insbesondere bei der Analyse von vertikal-ebenen oder 3D-dimensionalen Fragestellungen von Bedeutung ist. Ausgehend von bodenmechanischen Grundprinzipien werden die Auswirkungen von Lufteinschlüssen auf die Dynamik von Auflast, Verformung und Porenwasserdruck dargestellt. Ein physikalisch basierter Ansatz zur Berücksichtigung von Gaseinschlüssen unterhalb des Grundwasserspiegels wird vorgestellt und in ein gekoppeltes FE-Model implementiert. Anhand eines synthetischen Beispiels einer Baugrubenentwässerung werden die maßgebenden Parameter identifiziert und deren Einfluss auf die Entwicklung des Porenwasserüberdrucks am Spundwandfuß als dimensionslose Diagramme dargestellt. Anhand der Porenwasserdruckentwicklung in einem Erdamm während eines Wasserspiegelabsinks wird die Relevanz von Gaseinschlüssen in der geotechnischen Ingenieurpraxis illustriert.*

## **1 Einleitung**

Ausgehend von den beobachteten Porenwasserdruckreaktionen auf Grundwasserentnahmen und/oder Auflaständerungen wurde zu Beginn des 20. Jahrhunderts in den Disziplinen Grundwasserhydraulik und Bodenmechanik weitgehend unabhängig

voneinander erkannt, dass die Fähigkeit Wasser zu speichern oder abzugeben ein wesentliches Merkmal transienter Strömungs- und Verformungsprozesse ist [Nar06]. Angesichts der äußerst geringen Kompressibilität von Wasser und Feststoff wurde als Ursache für die Wasserspeicherung im Wesentlichen die Verformbarkeit des Korngerüsts ausgemacht. Bei der Auswertung zeigte sich jedoch häufig, dass die zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs von im Labor oder Feldexperiment beobachteten Porenwasserdrücken und/oder Setzungen erforderlichen Speicherparameter erheblich größer waren, als die aus den jeweiligen Verformungsmoduln errechneten Werte. Beispielsweise ergeben Pumpversuche zur Bestimmung des spezifischen Speicherkoeffizienten<sup>1</sup>  $S_s$  [1/L] in gespannten Grundwasserleitern häufig Werte im Bereich von ca.  $S_s = 1 \cdot 10^{-4}$  1/m. Diese Werte liegen um Größenordnungen über den Werten, die sich aus den Steifemoduln berechnen lassen. In den 1930-er Jahren versuchten Theis und Jacob diesen Widerspruch mit dem Vorhandensein von „weichen“ Tonschichten zu erklären [Nar06]. Auch Biot musste bei der Herleitung der Konsolidationstheorie neben Feststoff und Wasser eine weitere Phase postulieren, um die schon damals häufig beobachtete verzögerte und gedämpfte Ausbreitung von Porenwasserdruckänderungen zu beschreiben. Hierfür machte er das Vorhandensein immobilisierter Gasbläschen im Porenraum verantwortlich [Bio56]. Tatsächlich konnte man experimentell bestimmte Speicherkoeffizienten  $S_s$  mit Gaseinschlüssen und der großen Kompressibilität von Gas erklären. Gaseinschlüsse aufgrund natürlich fluktuierender Grund- oder Flusswasserstände oder infolge des Abbaus organischer Substanzen im Untergrund dürften weit häufiger vorkommen als gemeinhin vermutet, so dass sich die Frage stellt, wieso die Auswirkungen, etwa in Form von zeitlich veränderlichen Druckungleichgewichten, so selten dokumentiert sind. Im Folgenden werden die Wechselwirkungen zwischen Laständerung, Verformung und Strömung unter Berücksichtigung von Gaseinschlüssen dargelegt. Es wird ein Ansatz zur Berücksichtigung von Gaseinschlüssen unterhalb des Grundwasserspiegels vorgestellt und in ein FE-Modell zur gekoppelten Berechnung von Strömung und Verformung implementiert. Basierend auf einem Beispiel aus der geotechnischen Ingenieurpraxis werden die Bedingungen identifiziert, unter denen Gaseinschlüsse dynamische Druckungleichgewichte verursachen können.

## 2 Strömungs- und Verformungsberechnung

Ausgehend von Impuls- und Massenerhaltung lässt sich ein Gleichungssystem für die gekoppelte Strömungs-Verformungs-Berechnung herleiten [Ver13]:

$$S \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + n \frac{dS}{dp_w} \frac{dp_w}{dt} + n \frac{S}{K_w} \frac{\partial p_w}{\partial t} + (1 - n) \frac{S}{K_s} \frac{\partial p_w}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{q}_w, \quad (1)$$

---

<sup>1</sup> In der bodenmechanischen Literatur [Küm91] wird der Speicherterm  $S_s$  über die Summe der Kompressibilitäten von Korngerüst  $C$  [L<sup>2</sup>/F] und Fluid  $C_f$  [L<sup>2</sup>/F] definiert:  $S_s = \gamma_w \cdot (C + n \cdot C_f)$  [1/L].

$$\begin{aligned} \left(K + \frac{1}{3}G\right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} + G \nabla^2 u_x + \frac{\partial p_w}{\partial x} + f_x &= 0, \\ \left(K + \frac{1}{3}G\right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} + G \nabla^2 u_y + \frac{\partial p_w}{\partial y} + f_y &= 0, \\ \left(K + \frac{1}{3}G\right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} + G \nabla^2 u_z + \frac{\partial p_w}{\partial z} + f_z &= 0, \\ \varepsilon &= \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0. \end{aligned}$$

mit:

$\mathbf{q}_w$ :	Vektor der Darcy-Flüsse	[L/T]
$\varepsilon$ :	volumetrische Dehnung	[-]
$S$ :	Sättigungsgrad	[-]
$p_w$ :	Porenwasserdruck	[F/L <sup>2</sup> ]
$u_i$ :	Verformungen	[L]
$f_i$ :	Kräfte	[L]
$n$ :	Porosität	[-]
$K$ :	Kompressionsmodul des Bodens	[F/L <sup>2</sup> ]
$G$ :	Schubmodul des Bodens	[F/L <sup>2</sup> ]
$K_w$ :	Kompressionsmodul des Wassers	[F/L <sup>2</sup> ]
$K_s$ :	Kompressionsmodul des Korns	[F/L <sup>2</sup> ]

Nach Vorgabe von Anfangs- und Randbedingungen sowie von Materialparametern (z. B. Porenwasserdruck – Sättigungsbeziehung, ungesättigte Durchlässigkeit usw.) kann obige Differentialgleichung integriert werden und somit die Verteilung der Spannungen und der Porenwasserdrücke infolge Auflast- und/oder Druckänderungen im Modellgebiet (über und unter dem Grundwasserspiegel) beschrieben werden. Die Wasserspeichereigenschaften, häufig als *Speicherkapazität* bezeichnet, ergeben sich aufgrund der volumetrischen Verformungen  $\partial \varepsilon / \partial t$  des Korngerüsts sowie aufgrund der Sättigungsänderung  $dS/dp_w$ . Volumenänderungen des Porenwassers und der Feststoffe werden aufgrund der äußerst geringen Kompressibilitäten von Wasser  $K_w$  und Feststoff  $K_s$  gegenüber den Volumenänderungen des Korngerüsts sowie der Sättigung häufig vernachlässigt.

## 2.1 Auswirkungen der Wasserkapazität bei schnellen Belastungsänderungen

Bevor sich Porenwasserdruckänderungen im Boden fortpflanzen können, muss das vorhandene Speichervolumen aufgefüllt oder geleert werden. Die hierfür erforderliche Zeit wird von den Speicher- und Durchlässigkeitseigenschaften des Bodens bestimmt. Bei schneller Lastaufbringung entsteht somit ein zeitlich veränderliches Ungleichgewicht bis zur Einstellung eines neuen Gleichgewichts (stationärer Endzu-

stand) [Köh01]. In einem Gedankenexperiment werden im Folgenden die unterschiedlichen Reaktionen von Porenwasserdruck und effektiver Spannung auf mechanische (Auflasterhöhung) und hydraulische (Wasserstandserhöhung) Randbedingungsänderungen an Bodenkörpern unterschiedlicher Eigenschaften herausgearbeitet. Zur besseren Vergleichbarkeit sollen sich die mechanischen und die hydraulischen Einwirkungen betragsmäßig entsprechen.

### 2.1.1 Linear-elastischer, vollgesättigter Boden

Zunächst werden diese Vorgänge an einem elastischen, mit einem inkompressiblen Fluid vollgesättigten Bodenkörper (s. Feder als Symbol für die Elastizität des Bodens in Abbildung 1) erläutert. Die Einwirkungen am Bodenkörper sind links zum Zeitpunkt  $t = 0$  (d.h. vor Lastaufbringung) und rechts nach Einstellung des neuen Gleichwichts nach hinreichend langer Zeit  $t = \infty$  schematisch dargestellt. In den Diagrammen zwischen den Zeichnungen sind die Reaktionen auf die Randbedingungsänderungen als zeitlicher Verlauf des Porenwasserdrucks  $p_w$  sowie der effektiven Spannung  $\sigma'$  dargestellt.

In der oberen Reihe wird eine statische Auflast aufgebracht. Diese Randbedingungsänderung erfolgt so schnell, dass zunächst die gesamte Last vom Porenwasser aufgenommen wird. Erst allmählich kann Porenwasser aus dem Kontrollvolumen austreten, der Porenwasserüberdruck baut sich ab und die Last wird zunehmend auf das Korngerüst übertragen, was die effektive Spannung ansteigen lässt.

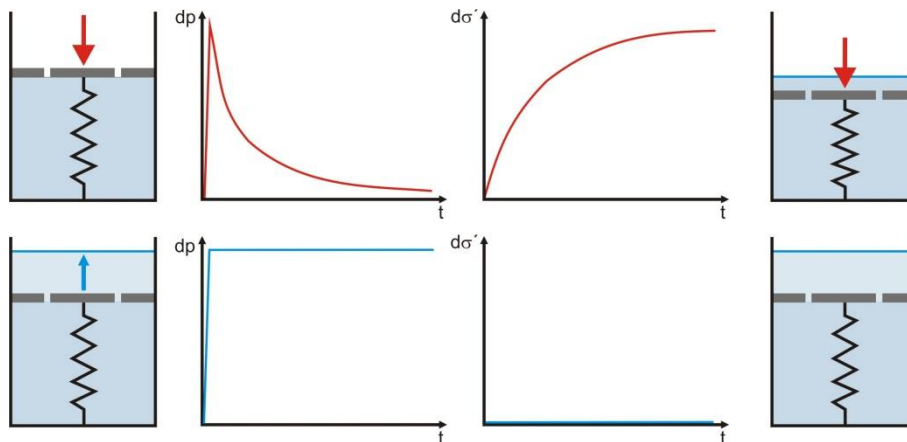


Abbildung 1: Änderungen des Porenwasserdrucks  $dp$  und der effektiven Spannung  $d\sigma'$  in einem gesättigten, linear elastischen Bodenkörper infolge mechanischer (oberes Bild) und hydraulischer (unteres Bild) Randbedingungsänderungen.

In der Skizze darunter werden die Verhältnisse dargestellt, wenn die Lastaufbringung in Form einer Wasserstandsänderung erfolgt. In diesem Fall erfahren die Korn-zu-Korn-Spannungen keine Änderung. Die Druckänderung pflanzt sich unmittelbar

fort, der Porenwasserdruck steigt simultan auf das durch die Wasserstandserhöhung vorgegebene Niveau an.

### 2.1.2 Starrer Boden mit Gaseinschlüssen

Nun werden die Reaktionen an einem Bodenkörper, der aufgrund von Gaseinschlüssen nicht vollständig wassergesättigt ist (s. Luftbläschen im Porenwasser in Abbildung 2), untersucht. Da die Gasbläschen von Porenwasser umschlossen sind, kann man von gleichen Druckbedingungen im Wasser und Gas ausgehen. Aufgrund der deutlich größeren Kompressibilität der Gasphase, soll der Bodenkörper als starr angesehen werden, was in Abbildung 2 durch die Stange statt der Feder symbolisiert wird. Unter diesen Umständen wird die Zusatzlast vollständig von den Korn-zu-Korn-Spannungen aufgenommen. Da infolge der sehr großen Bodensteifigkeit keinerlei Verformungen eintreten, werden keine Wasserflüsse induziert und die Druckverhältnisse bleiben vollständig unbeeinflusst.

Im Falle der hydraulischen Laständerung, im unteren Teil von Abbildung 2, erfolgt eine gänzlich andere Reaktion. Sowohl Porenwasserdruck als auch effektive Spannungen reagieren auf die hydraulische Einwirkung, allerdings zeigt die effektive Spannung eine sofortige Reaktion, während der Druckanstieg gedämpft erfolgt. Der Einstau erhöht sukzessive den Porenwasserdruck, wodurch die Gasbläschen, zunächst nur im oberen Bereich, komprimiert werden. Bevor diese Druckänderung sich weiter nach unten ausbreiten kann, muss Wasser durch den oberen Rand nachfließen und das komprimierte Gasvolumen ausgleichen.

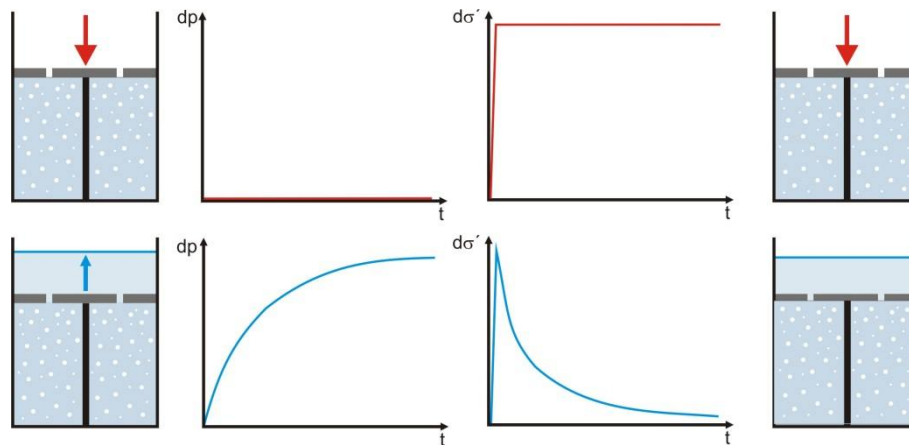


Abbildung 2: Änderungen des Porenwasserdrucks  $dp$  und der effektiven Spannung  $d\sigma'$  in einem starren Bodenkörper mit Gaseinschlüssen infolge mechanischer (oberes Bild) und hydraulischer (unteres Bild) Randbedingungsänderungen.

Je nach Speichereigenschaften (bzw. volumetrischem Anteil an Gasbläschen) und Durchlässigkeitseigenschaften kann das eine Weile dauern. Im oberen Bereich stellt sich somit das neue, höhere Potential ein, während darunter noch das niedrigere

Anfangspotential (bzw. Porenwasserdruckniveau) herrscht. Dieses Ungleichgewicht des Druckniveaus kann man als Potentialgradienten auffassen, der in Richtung des Potentialgefälles gerichtete Strömungskräfte induziert. Diese wiederum wirken als Volumenkräfte auf die Bodenkörner ein, wodurch die effektiven Spannungen bis zum Ende der Lastaufbringung ansteigen. Mit der Zeit kann Wasser immer weiter in den Boden nachströmen. Hierbei breitet sich das Porenwasserdruckungleichgewicht weiter nach unten aus und wird dabei gedämpft. Eine Abnahme der hydraulischen Gradienten vermindert die Strömungskräfte und damit auch die effektiven Spannungen.

Obwohl die Speicherkapazität im ersten Beispiel ausschließlich auf die elastische Bodenverformung und im zweiten ausschließlich auf der Volumenveränderung der Gaseinschlüsse beruht, weisen die oben schematisch dargestellten Reaktionen von Porenwasserdruck und effektiver Spannung Gemeinsamkeiten auf. So entspricht die Reaktion der effektiven Spannungen auf die mechanische Einwirkung im elastischen Boden der Porenwasserdruckreaktion infolge hydraulischer Einwirkung im Boden mit Gaseinschlüssen.

## 2.2 Kompressibilität infolge von Gaseinschlüssen

Zur Berücksichtigung der Speicherkapazität infolge von Gaseinschlüssen in Gleichung (1) bieten sich grundsätzlich zwei verschiedene Möglichkeiten an. Verbreitet ist ein Ansatz, bei dem die speichernutzbare Wirkung von Gaseinschlüssen durch Vorgabe einer Fluidkompressibilität  $C_{wg}$  [ $L^2/F$ ] der Wasser-Gas-Mischung berücksichtigt wird:

$$C_{wg} = \frac{1}{K_{wg}} = \frac{S}{K_w} + \frac{(1-S)}{K_g} = \frac{S}{K_w} + \frac{(1-S)}{(p_a + p_w)} \quad (2)$$

Hierbei wird  $C_{wg}$  aus der volumetrischen gewichteten Summe der Kompressionssteifigkeiten von Wasser  $K_w$  [ $F/L^2$ ] und Gas  $K_g$  [ $F/L^2$ ] ermittelt. Bei Gasen folgt die Kompressibilität in erster Näherung dem Boyle-Mariotte-Gesetz und entspricht somit dem jeweils vorherrschenden absoluten Druck (Summe aus atmosphärischem Druck  $p_a$  und Porenwasserdruck  $p_w$ ). Bei diesem Ansatz nimmt man den Porenraum unterhalb der Grundwasseroberfläche als mit einem Wasser-Gas-Gemisch vollgesättigt an, wodurch in Gl. 1 der Speicherterm  $dS/dp_w$  entfällt und der Term  $K_w$  durch den betragsmäßig wesentlich größeren Term  $K_{wg}$  ersetzt wird.

Im Kontext 2D vertikal-ebener oder 3D aufgelöster Modelle wirft ein derartiger Ansatz jedoch Schwierigkeiten bei der Ermittlung der Mischungssteifigkeit  $K_{wg}$  auf, da der Porenwasserdruck fast immer mit der Tiefe zunimmt und damit auch die Gaskompressibilität  $K_g$  und letztlich  $K_{wg}$ . Formal liefert dieser Ansatz nämlich einen Speicherterm, der eine lineare Änderung des Speichervolumens infolge Druckänderung (mit der Steigung  $1/K_{wg}$ ) beschreibt. Dem gerade bei Gasen bedeutsamem Aspekt einer nicht-linearen Volumen-Druck-Beziehung kann dieser Ansatz nicht genügen. Man kann ein lineares Verhalten innerhalb bestimmter Druckbereiche



annehmen und den Parameter  $K_{wg}$  an die Druckverhältnisse entsprechend anpassen. Wenn die Fragestellung jedoch die Druckentwicklung in Bereichen unterschiedlicher Druckniveaus (z. B. vertikale Druckverteilung auf eine Spundwand) erfordert, müsste man im Modell eine Zonierung vorsehen und jedem Bereich gemäß dem dort herrschenden Druckniveau ein Parameterwert für  $1/K_{wg}$  zuweisen. Alternativ dazu könnte man auf Grundlage einer über den interessierenden Druckbereich gemittelten Sättigung  $S$  einen „mittleren“  $1/K_{wg}$  bestimmen. Bei zeitlich veränderlichen Randbedingungen kommt noch die Frage nach der geeigneten zeitlichen Mittelung des Speicherterms  $C_{wg}$ .

Diese Schwierigkeiten lassen sich durch einen Ansatz umgehen, bei dem die räumliche Verteilung des unterhalb der Grundwasseroberfläche eingeschlossenen Gasvolumens – und seiner Abhängigkeit vom äußeren Druck – explizit Berücksichtigung findet [Mon04]. Ausgangspunkt für diesen Ansatz ist die Beobachtung, dass der Porenraum aufgrund eingeschlossener Gasbläschen ohne einen gewissen Überdruck (d. h.  $p_w > 0$ ) nicht vollständig gesättigt werden kann. Erst durch Zunahme des Porenwasserdrucks  $p_w$  erfolgt eine Volumenverringern der Gasphase  $V_g$  [L<sup>3</sup>] und somit eine Erhöhung des Sättigungsgrades  $S$  [-] bis zum Erreichen der Vollsättigung (d. h.  $S = 1$ ). Basierend auf die Gesetze von Boyle-Mariotte zum Zusammenhang von Volumen und Druck in Gasen und Henry zur Löslichkeit von Gasen in Wasser entwickelte Hilf bereits in den 1940-er Jahren einen Ansatz zur Beschreibung der Wechselwirkungen zwischen Druckänderung  $\Delta p_g$  [F/L<sup>2</sup>] und Volumenänderung  $\Delta V_g$  [L<sup>3</sup>] einer im Porenraum eingeschlossenen Gasphase [Fre12]. Dieser Ansatz erfordert weitere Parameter, wie die Anfangsporosität  $n_0$  [-], die Anfangswassersättigung  $S_0$  [-], den Atmosphärendruck  $p_a$  [F/L<sup>2</sup>] sowie den Löslichkeitskoeffizienten  $h^*$  [-]:

$$\Delta S = \frac{\Delta V_g}{V_0 n_0} = \frac{(1 - S_0 + h^* \cdot S_0)}{(p_a + \Delta p_g)} \Delta p_g \quad (3)$$

Es wird ferner unterstellt, dass die vergleichsweise geringen Volumenänderungen  $\Delta V_g$  den strömungswirksamen Querschnitt kaum beeinflussen und daher sich nicht auf die hydraulische Durchlässigkeit auswirken. Auch bei diesem Ansatz wird ein Druckgleichgewicht zwischen eingeschlossener Gas- und umgebender Wasserphase (d. h.  $p_g = p_w$ ) unterhalb des Grundwasserspiegels angenommen. Abbildung 3 zeigt gemäß Gleichung (3) den Sättigungsverlauf  $S$  in Abhängigkeit vom Porenwasserdruck  $p_w$  für unterschiedliche Anfangssättigungen  $S_0$ . Das Volumen der Gasphase wird gemäß dem Boyle-Mariotte-Gesetz mit zunehmendem Porenwasserdruck komprimiert, und der Sättigungsgrad  $S$  nimmt entsprechend zu. Ab einem gewissen Druckniveau löst sich das Gas im Porenwasser vollständig auf und es stellt sich Vollsättigung  $S = 1$  ein.

Zum Vergleich ist in Abbildung 3 rechts die basierend auf obige Sättigungsbeziehung berechnete Steifigkeit  $K_{wg}$  als Funktion des Porenwasserdrucks  $p_w$  dargestellt. Da der Sättigungsgrad  $S$  vom Porenwasserdruck  $p_w$  abhängt, nimmt auch  $K_{wg}$  nicht-linear (man beachte die logarithmische Darstellung) mit  $p_w$  zu. Der auf dem Wasser-Gas-Gemisch basierende Ansatz setzt eine Konstante  $K_{wg}$  voraus, was in Abbildung

3 als senkrechte Linie dargestellt werden müsste. Bei Vollsättigung erfolgt im  $K_{wg}$ -Diagramm ein Sprung auf den um Größenordnungen geringeren Wert der Wassersteifigkeit  $K_w$ . Dieser Sprung veranschaulicht, dass bereits geringste Volumenanteile eingeschlossenes Gas die Steifigkeit des Porenfluids - und letztlich die Speicherkapazität - erheblich erhöhen. An diesem Diagramm kann man auch erkennen, dass der Fehler bei der Einschätzung der Speichereigenschaften bei Vernachlässigung von Gaseinschlüssen deutlich größer ausfällt, als der Fehler, den man begeht, wenn man die Anfangssättigung  $S_0$  falsch einschätzt oder die Druckabhängigkeit des Speicherterms außer Acht lässt.

Algebraische Umformungen von Gleichung (3) offenbaren die formale Ähnlichkeit der Speicherterme beim Fluidkompressibilitäts- und beim Sättigungs-Ansatz. Hierbei wird der Term  $dS/dp_w$ , in Anlehnung an die Terminologie der ungesättigten Bodenzone, als Speicherkapazität  $C$  [ $L^2/F$ ] bezeichnet. Formal entspricht dieser Ansatz einer Erweiterung der Saugspannungs-Sättigungsbeziehung von der teilgesättigten Zone bis unterhalb des Grundwasserspiegels [Mon04].

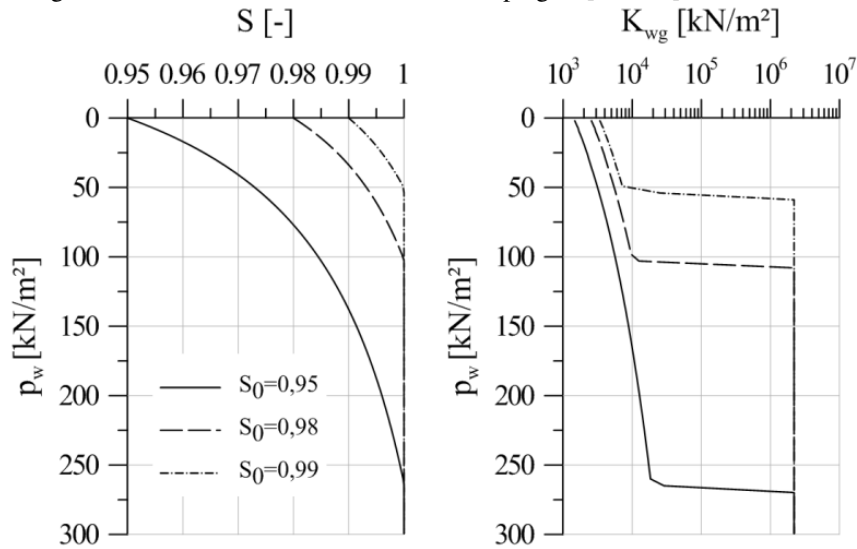


Abbildung 3: Einfluss des Porenwasserdrucks  $p_w$  auf die Sättigung  $S$  (links) und auf die Steifigkeit des Wasser-Gas-Gemisches  $K_{wg}$ .

Die Speicherkapazität ist unterhalb des Grundwasserspiegels vom Absolutdruck ( $p_a + dp_w$ ) abhängig. Oberhalb des Wasserspiegels, wo die Gasphase kontinuierlich ist und Atmosphärendruck aufweist, ist  $C$  von der Saugspannung  $\psi$  [ $F/L^2$ ] abhängig.

$$\frac{dS}{dp_w} = \frac{(1 - S_0 + h^* \cdot S_0) \cdot p_a}{(p_a + p_w)^2} = C \quad (4)$$

Der (verschwindend geringe) Term  $S/K_w$  aus Gleichung (2) findet im 4. Term von Gleichung (1) Berücksichtigung, so dass der betragsmäßige Unterschied lediglich in der Berücksichtigung der Gaslöslichkeit durch den Koeffizienten  $h^*$  liegt. Der wesentliche Vorteil des hier vorgestellten Sättigungsansatzes liegt darin, dass eine Vorabschätzung "mittlerer" Druckverhältnisse zur Auswertung von  $K_{wg}$  entfällt. Der Speicherterm  $C$  wird im Verlauf der Berechnung an jedem Ort und zu jeder Zeit stets gemäß Gleichung (4) als Funktion vom aktuellen Porenwasserdruck  $p_w$  ausgewertet.

### 2.3 Speicherkapazität aus elastischer Verformung und Gaskompression

Grundsätzlich stellt sich die Frage, wie sich die Speicherkapazität in verformbaren Böden mit Gaseinschlüssen darstellt. Im Falle einer schlagartigen Laständerung, die so schnell erfolgt, dass keine Wasserzu- oder abflüsse erfolgen (undräßierte Belastung), kann man auf die Überlegungen von Skempton zur Lastaufteilung zwischen Bodenmatrix und Wasser (bzw. Gas, das unter dem selben Druck  $p_w$  steht) zurückgreifen [Ste14]. Man erhält einen Zusammenhang zwischen Porenwasserdruckzunahme  $dp_w$  und Auflaständerung  $d\sigma$  (hier dargestellt für oedometrische Belastung):

$$dp_w = \frac{1}{1 + n C E_s} d\sigma = B^* d\sigma \quad (5)$$

In Anlehnung an Skempton wird der Parameter, der eine Auflaständerung auf Fluid und Korngerüst aufteilt, mit  $B^*$  bezeichnet<sup>2</sup>.  $B^*$  variiert je nach Bodensteifigkeit  $E_s$  [ $F/L^2$ ] und Speicherkapazität  $C$  (diese ist wiederum abhängig vom Sättigungsgrad  $S$  bzw. vom Porenwasserdruck  $p_w$ ) zwischen 0 und 1. Algebraische Umformungen zeigen, dass  $B^*$  ein Maß für das Verhältnis der Bodenkompressibilität  $1/E_s$  zur Summe der Kompressibilitäten von Korngerüst und Gasphase ist.

$$B^* = \frac{1}{1 + n C E_s} = \frac{\frac{1}{E_s}}{\left(\frac{1}{E_s} + n C\right)} \quad (6)$$

Analog lässt sich die Reaktion des Porenwasserdrucks auf eine hydraulische Laständerung  $dh \cdot \gamma_w$  herleiten. Da diese Einwirkung als Wasserstandserhöhung oder als Wasserstandsabsenkung auftreten kann, ist es sinnvoll, die Reaktion auf den stationären Gleichgewichtszustand zu beziehen. Hierbei stellt  $p_0$  den Porenwasserdruck vor der Einwirkung und  $p_s$  den stationären Endzustand dar [Ste14].

$$dp_w = p_w - p_s = (p_0 + B^* dh \gamma_w) - (p_0 + dh \gamma_w) = (B^* - 1) dh \gamma_w \quad (7)$$

---

<sup>2</sup> Der Elastizitätsparameter ist realistisch betrachtet keine Konstante. Ähnlich wie  $C$  von  $(p_a + p_w)$  ist  $E_s$  u.a. von  $\sigma$  abhängig.

Interessanterweise entspricht die Druckänderung  $dp_w$  infolge hydraulischer Belastung dh  $\gamma_w$  gerade dem Komplement  $(1-B^*)$  einer gleich großen statischen Belastung  $d\sigma$ . Es ergibt sich entweder einen Porenwasserüberdruck (bei Absenk) oder ein Porenwasserdruckdefizit (bei Aufstau), jeweils bezogen auf den stationären Endzustand [Ste14].

Nun lässt sich das in 2.1 vorgestellte Gedankenexperiment auf den Fall eines linear-elastischen Bodens, in dessen Porenraum Gasbläschen eingeschlossen sind, übertragen. Unter diesen Bedingungen reagieren sowohl der Porenwasserdruck  $p_w$  als auch die effektive Spannung  $\sigma'$  unmittelbar auf die Laständerung. Die Aufteilung der Laständerung auf Porenwasser und Korngerüst erfolgt - bei schlagartiger Belastung - gemäß dem Parameter  $B^*$ .

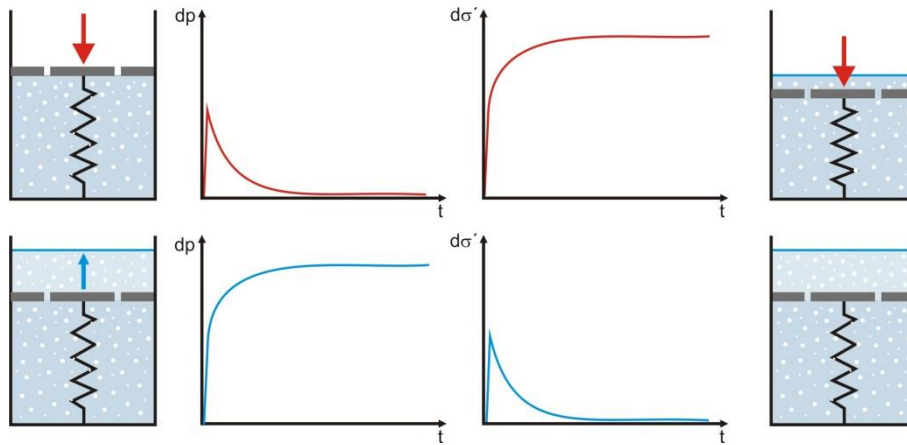


Abbildung 4: Änderungen des Porenwasserdrucks  $dp$  und der effektiven Spannung  $d\sigma'$  in einem linear-elastischen Bodenkörper mit Gaseinschlüssen infolge mechanischer (oberes Bild) und hydraulischer (unteres Bild) Randbedingungsänderungen.

### 3 Identifikation der maßgebenden Parameter

Der Skempton-Ansatz zur Aufteilung einer plötzlichen Laständerung auf Wasser und Korngerüst setzt undrainede Verhältnisse voraus, d. h. aufgrund der augenblicklichen Belastung kann Wasser weder zu- oder abfließen. Zur Untersuchung, wie sich eine aufgebrachte Zusatzlast auf Korngerüst und Porenwasser aufteilt, wenn *keine* undrainede Verhältnisse vorliegen, ist ein gekoppeltes Strömungs-Verformungsmodell erforderlich. Dimensionsanalytische Überlegungen helfen hierbei Anzahl und Komplexität der (numerisch-experimentellen) Variablen in einem gegebenen Problem zu reduzieren.

Die Reaktion von Bodenspannungen und Porenwasserdrücke auf eine Laständerung hängt von der Belastungsgeschwindigkeit  $v = d\sigma/dt$  bzw.  $v = dh/dt$ , den Durchlässigkeitseigenschaften des Bodens  $k$  sowie von dem aufzufüllenden oder zu leeren Speichervolumen ab. Das Speichervolumen wiederum setzt sich aus den Verformungen von Korngerüst und Gasphase zusammen. Der dimensionslose Parameter  $v/k$  kennzeichnet die Lastaufbringungsgeschwindigkeit in Bezug auf die Durchlässigkeitseigenschaften. Obwohl in einem anderen Kontext hergeleitet, ist der Skempton-Parameter gemäß Gleichung (6) zur Charakterisierung des Steifigkeitsverhältnisses zwischen Korngerüst und eingeschlossener Gasphase gut geeignet.

Der relative Einfluss der als maßgebend erkannten dimensionslosen Parameter  $v/k$  und  $B^*$ , wird anhand von Berechnungsvarianten basierend auf einem gekoppelten Strömungs- und Verformungsmodell herausgearbeitet. Hierbei soll die Porenwasserdruckentwicklung am Spundwandfuß (s. Pfeil in Abbildung 5) einer zu lenzenden Baugrube betrachtet werden.

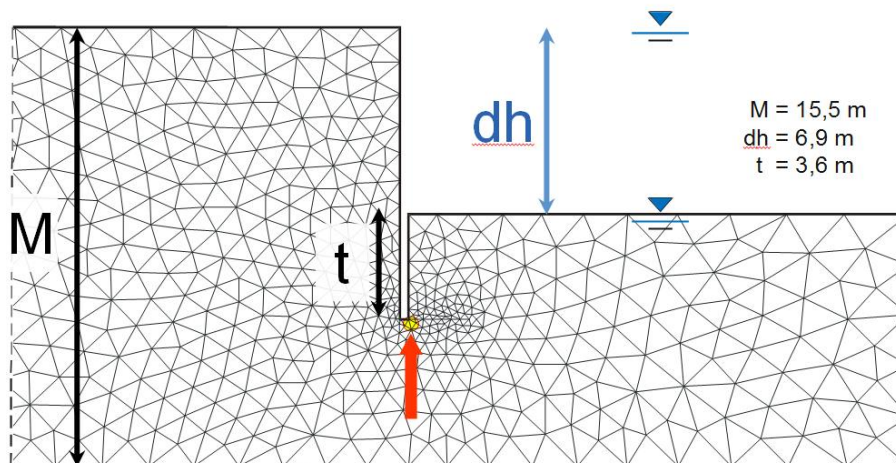


Abbildung 5: FE-Netz und Systemskizze einer zu lenzenden Baugrube zur Bestimmung der Porendruckentwicklung am Spundwandfuß (roter Pfeil).

### 3.1 Laständerungsgeschwindigkeit und Durchlässigkeit

Zunächst wird der Boden als starr angenommen ( $E_s \rightarrow \infty$ ,  $B^* = 0$ ), die Speicherkapazität ergibt sich einzig aus der Kompressibilität der eingeschlossenen Gasphase. Bei sämtlichen Varianten wurde eine Anfangssättigung  $S_0 = 0,9$  mit Tiefenverteilung gemäß Gleichung (3) vorgegeben. Abbildung 6 stellt die Reaktion des Porenwasserdrucks am Spundwandfuß auf den Lenzvorgang in dimensionsloser Form dar. Hierbei wird der Porenwasserdruck auf den stationären Endzustand  $p_s$  bezogen und mit der Wasserstandsänderung ( $dh \cdot \gamma$ ) in der Grube normiert. Dies entspricht einer Darstellung des normierten Porenwasserüberdrucks am Spundwandfuß.

Der Lenzvorgang verläuft gleichmäßig mit der Geschwindigkeit  $v = dh/dt$  und dauert bis zum Zeitpunkt  $t_0$  an, dem Zeitpunkt, an dem sich der größte hydraulische Gradient zwischen Spundwandfuß und Baugrubensohle aufbaut. Abbildung 6 zeigt, dass sowohl der maximale Porenwasserüberdruck zum Zeitpunkt  $t = t_0$  (Ende des Lenzvorgangs) als auch der Dissipationsverlauf ( $t > t_0$ ) vom Verhältnis  $v/k$  abhängen. Je rascher die Lastaufbringung erfolgt (großes  $v/k$ -Verhältnis), umso weniger Zeit hat das gespeicherte Porenwasser um auszuströmen und umso verzögerter erfolgen sowohl die Druckfortpflanzung von der Baugrubensohle zum Spundwandfuß als auch die anschließende Druckdissipation.

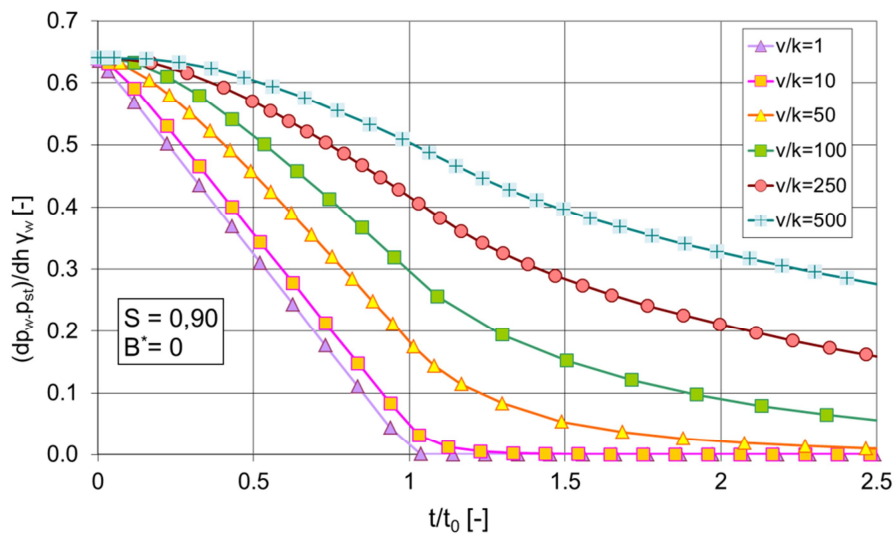


Abbildung 6: Verlauf des Porenwasserüberdrucks (dimensionslos) am Spundwandfuß infolge Lenzen der Baugrube für unterschiedliche  $v/k$  und konstantem  $B^*=0$ .

In dieser Betrachtung sind Begriffe wie „schnell“ oder „langsam“ im Kontext der Durchlässigkeitseigenschaften zu sehen und umfassen auf der Zeitskala eine Bandbreite von Sekunden bis Monaten. Bei hohen  $v/k$ -Werten können die hydraulischen Gradienten erheblich sein. Im Beispiel herrscht am Ende der Absenkung ( $t=t_0$ ) bei  $v/k = 500$  (durchaus praxisrelevante Parameter wären z. B.  $k = 2 \cdot 10^{-7}$  m/s bei  $v = 0,36$  m/Std.) ein Porenwasserüberdruck (gegenüber dem stationären Endzustand  $p_{st}$ ) am Spundwandfuß von immerhin ca. 50 % des ursprünglich auf die Sohle wirkenden Wasserdrucks ( $0,5 \cdot d_h \cdot \gamma_w = 33,8$  kN/m<sup>2</sup>). Im Zuge eines Nachweises des Erdwiederlagers, des Auftriebs usw. würde man in diesem Fall bei Nicht-Beachtung von Gaseinschlüssen die Druckverhältnisse am Spundwandfuß deutlich unterschätzen. Diese Auswertung veranschaulicht auch, dass vorhandene Gaseinschlüsse nur für  $v/k < 1$  vernachlässigt werden dürfen. Möglicherweise erfolgt eine Vielzahl von Belastungen in der geotechnischen Ingenieurpraxis unter geringen  $v/k$ -Werten, Bedingungen, unter denen Porenwasserüberdrücke kaum auftreten.

### 3.2 Bodenverformung und Gaskompression

Nicht nur die die Elastizitätseigenschaften der Gaseinschlüsse sondern auch die des Korngerüsts haben Einfluss auf das Wasserspeichervolumen und somit auf die Dynamik der Porenwasserdruckentwicklung. Unter Berücksichtigung des elastischen Verhaltens des Bodens bewirkt der Lenzvorgang eine zusätzliche Volumenänderung, was wiederum noch mehr Speichervolumen aktiviert. Wie oben erwähnt, lässt sich das Steifigkeitsverhältnis zwischen Boden und Gasphase mittels des Parameters  $B^*$  charakterisieren. Der Parameter  $B^*$  hängt mittelbar über die Wasserkapazität  $C$  gemäß Gleichung (4) vom aktuellen Porenwasserdruck  $p_w$  ab. Für die Auswertung von  $B^*$  bietet es sich in diesem Beispiel an, den Mittelwert des Porenwasserdrucks am Spundwandfuß  $\bar{p}_w$  zwischen Anfangs- und Endzustand einsetzen.

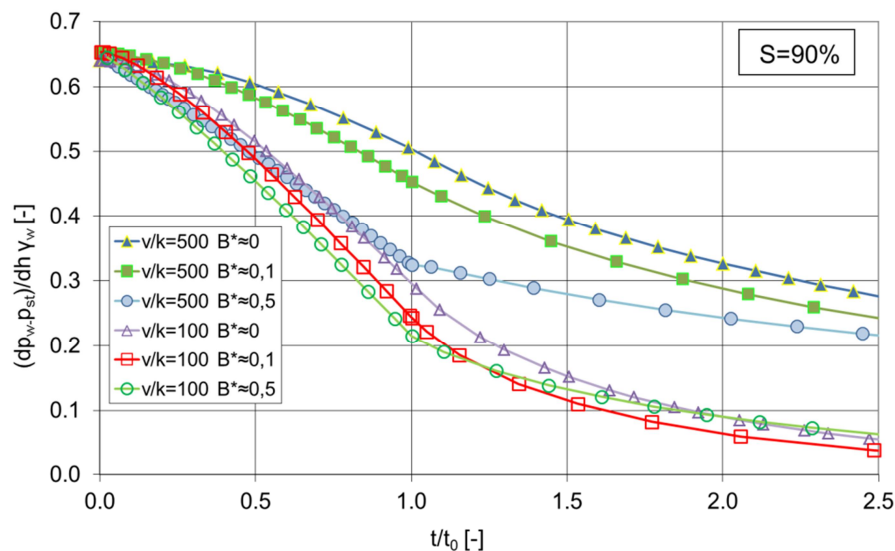


Abbildung 7 Verlauf des Porenwasserüberdrucks (dimensionslos) am Spundwandfuß infolge Lenzens der Baugrube für unterschiedliche  $v/k$  und  $B^*$ .

Gemäß Gleichung (6) kennzeichnet der Parameter  $B^*=0$  einen starren Boden ( $E_s \rightarrow \infty$ ),  $B^*=0,1$  drückt aus, dass die Kompressibilität des Korngerüsts 9 Mal geringer ist, als die der Gaseinschlüsse.  $B^*=0,5$  bedeutet, dass die Bodenkompressibilität gerade der Kompressibilität der eingeschlossenen Gasphase entspricht.

Abbildung 7 zeigt, dass mit zunehmender Bodensteifigkeit (kleinere  $B^*$ -Werte) die Porenwasserüberdrücke steigen. Ferner ist in Abbildung 7 zu sehen, dass der Dissipationsvorgang ( $t > t_0$ ) bei höheren  $B^*$ -Werten etwas verzögerter erfolgt als bei niedrigeren (steifere Böden). Ist der Boden sehr steif, können sich große hydraulische Gradienten aufbauen, so dass die Wasserstandsänderungen in der Baugrube

unterhalb der Baugrubensohle zunächst kaum zu spüren sind und daher dort hohe Porenwasserüberdrücke herrschen. Ist der Boden jedoch verformbar (größere  $B^*$ -Werte), können sich die hydraulischen Gradienten infolge des Lenzvorgangs offensichtlich nicht in dem Maße aufbauen. Die strömungsbedingte Volumenänderung des Korngerüsts bietet dem infolge Dekompression der Gasphase verdrängtem Wasser Raum, so dass sich der Druckabfall infolge Lenzvorgang deutlich schneller nach unten ausbreitet und sich infolgedessen in der Tiefe geringere Porenwasserüberdrücke einstellen. Interessanterweise spielt der Kompressibilitätskontrast zwischen Korngerüst und Gasphase, ausgedrückt über den Parameter  $B^*$ , mit zunehmenden  $v/k$  einer immer dominanteren Rolle.

Aus obiger Analyse kann man folgern, dass bei der Berechnung des Porenwasserüberdrucks die Annahme eines starren Bodens ( $B^* = 0$ ) auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Das ist in so fern vorteilhaft, da diese Annahme keine gekoppelte Berechnung erfordert.

#### 4 Fallbeispiel Glen Shira Dam

Ungefähr 100 km nördlich von Glasgow, Schottland befindet sich das 1957 errichtete Glen Shira Pumpspeicher-Wasserkraftwerk. Unterhalb der Talsperre wird ein kleinerer Wasserspeicher durch einen ca. 17 m hohen Erddamm eingestaut. In dem aus Moränenmaterial gebauten Damm, der wasserseitig mit einer Steinschüttung versehen ist, fungiert eine Betonwand als Kerndichtung. Aufgrund des vergleichsweise kleinen Speichervolumens ist während des Pumpbetriebs mit relativ großen Wasserstandsschwankungen zu rechnen. Beim Bau wurden daher im Erddamm Porenwasserdruckaufnehmer installiert, um die Reaktion des Porenwasserdrucks auf Speicherspiegeländerungen aufzuzeichnen [Pat61]. Der Aufbau des Erddamms sowie die Lage der 5 Piezometer sind in Abbildung 8 dargestellt.

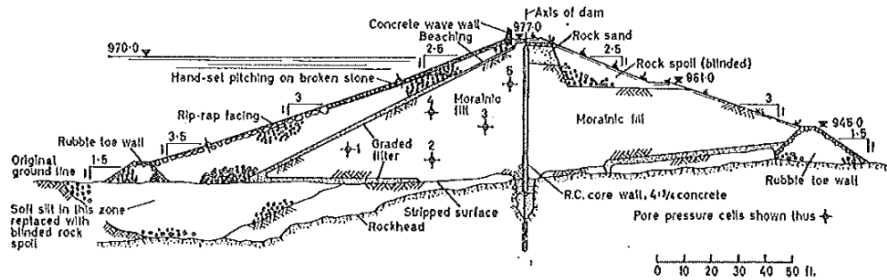


Abbildung 8: Schnitt durch den Glen Shira Damm [Pat62].

Im Anschluss an einer mehrwöchigen Einstauphase wurde der Wasserspiegel um ca. 9 m während eines Zeitraums von ca. 4 Tagen abgesenkt. Das Verhältnis Absinkgeschwindigkeit zu Durchlässigkeit  $v/k > 1000$  ist sehr groß, so dass man davon aus-



gehen kann, dass für den Fall, dass sich im Dammkörper Gaseinschlüsse befinden, die oben beschriebenen Effekte auftreten müssten.

Das Absunkszenario wurde mit einem 2D-gekoppelten FE-Modell (Plaxis) nachgerechnet, zunächst unter der Annahme, dass keine Gasbläschen eingeschlossen sind (Variante A). Hierbei wurden Erddammmaterial, Steinschüttung, Dränageschicht sowie Untergrund als isotrop und linear-elastisch angenommen. Das unterlagernde Festgestein ist mit  $10^{-10}$  m/s deutlich undurchlässiger als Dammkern und Steinschüttung. Zur Berücksichtigung der teilgesättigten Fließprozesse oberhalb des Grundwasserspiegels/Sickerlinie wurden ferner eine geeignete Saugspannungs-Sättigungsbeziehung sowie eine Durchlässigkeits-Sättigungsbeziehung zugewiesen, was jedoch für die weitere Betrachtungen nicht von Relevanz ist.

Da der Auffüllungsverlauf nicht hinreichend dokumentiert ist, wurde bei der Modellierung von einem hydrostatischen Anfangszustand ausgegangen. Bei einer nachfolgenden Berechnung (Variante B) wurde eine Anfangssättigung von  $S = 0,98$  angenommen, was einem volumetrischen Anteil von lediglich 2 % entspricht.

Unter der Annahme hydrostatischer Verhältnisse vor dem Absunk ergibt sich eine Sättigungsverteilung in der Tiefe gemäß Abbildung 3. Die Materialeigenschaften für beide Varianten sind in Tabelle 1 zusammengestellt. In Abbildung 9 sind für Variante A (keine Gaseinschlüsse) die gemessenen (Symbole) den berechneten (Linien) hydraulischen Potentiale gegenüber gestellt.

Tabelle 1: Modelparameter

Parameter	Einheit	Moränen	Felsbruch
Durchlässigkeit $k_{\text{sat}}$	[m/s]	$1,6 \cdot 10^{-8}$	$1,0 \cdot 10^{-4}$
Porosität $n_0$	[-]	0,25	0,4
Elastizitätsmodul E	MN/m <sup>2</sup>	100	100
Poissonzahl $\nu$	[-]	0,3	0,3

Die Ergebnisse für Variante B, der Berechnung unter Berücksichtigung von Gaseinschlüssen, sind in einem entsprechenden Diagramm in Abbildung 10 gezeichnet. Beim Vergleich beider Diagramme fällt der gedämpfte und zeitlich verzögerte Verlauf der Potentialganglinien aus der Variante B (mit Gaseinschlüssen) im Vergleich zu Variante A (ohne Berücksichtigung von Gaseinschlüssen) auf. Erst diese verzögerte Ausbreitung führt zu einer besseren Übereinstimmung zwischen Berechnung und Messungen, auch wenn die Anpassungsgüte in den einzelnen Messstellen unterschiedlich ausfällt. Die Messwerte der Druckaufnehmer nahe der Böschung P1 und P2 werden im Modell mit Berücksichtigung der Gaseinschlüsse (Abbildung 10) sehr gut erfasst, der Verlauf der Ganglinien der weiter innen liegenden Druckaufnehmer P2 und P3 wird lediglich qualitativ gut reproduziert, während der Verlauf im obersten Druckaufnehmer P5 am schlechtesten abgebildet wird. In beiden Berechnungsvarianten reagiert die oberste Messstelle kaum auf die Absenkung. Die Vorgabe einer lokal höheren Durchlässigkeit oder die Berücksichtigung anisotroper Durchlässigkeitseigenschaften des Moränenmaterials würde eine bessere Übereinstimmung

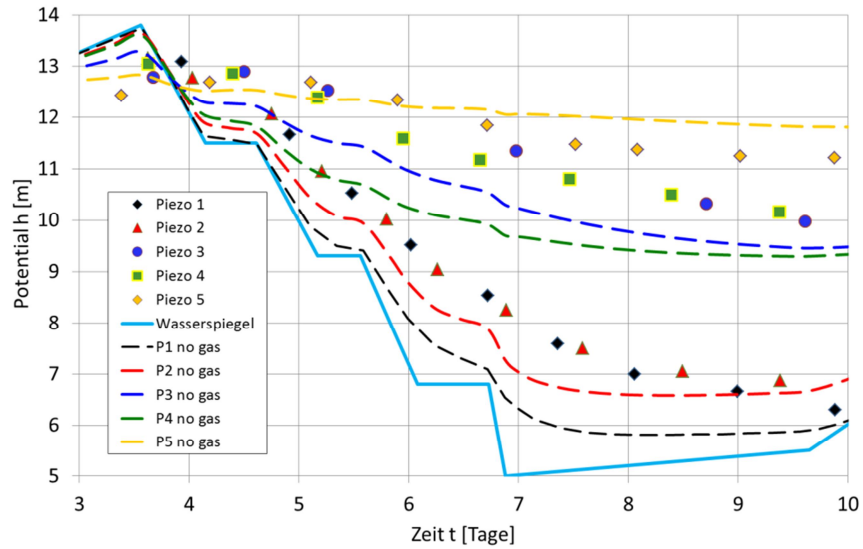


Abbildung 9: Gemessene (Symbole) und ohne Berücksichtigung von Gaseinschlüssen berechnete (gestrichelte Linien) Potentiale während des Absunks (Speicherwasserspiegel durchgezogene Linie).

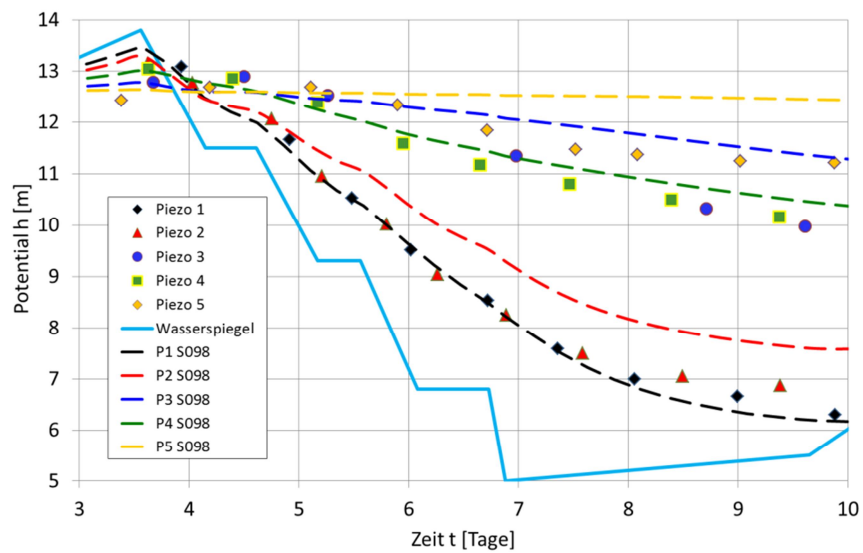
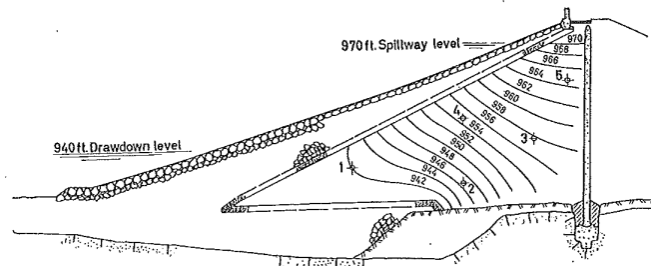


Abbildung 10: Gemessene (Symbole) und mit Berücksichtigung von Gaseinschlüssen berechnete (gestrichelte Linien) Potentiale während des Absunks (Speicherwasserspiegel durchgezogene Linie).

mit den inneren Messstellen liefern. Intention dieser Untersuchung ist jedoch, dass allein die Berücksichtigung eines sehr geringen Volumens an Gaseinschlüssen die Ergebnisse der Nachrechnung der Feldbeobachtungen entscheidend verbessert.

Die Autoren der Untersuchungen am Glen Shira Damm werteten die theoretisch zu erwartende Potentialverteilung am Ende der Absenkung zeichnerisch aus (s. Abbildung 11) und stellten diese einer Verteilung auf Grundlage der interpolierten Messdaten (s. Abbildung 12) gegenüber. Die gemessene Potentialverteilung zeigt, dass am Ende des Absinks im Damminnern deutlich höhere Potentiale vorherrschen, als theoretisch zu erwarten war. An der Böschung und an der Aufstandsfläche herrscht das Potential des Speicherwasserspiegels, das sich aufgrund des durchlässigen Filter- und Felsbruchmaterials nahezu unverzüglich fortpflanzen kann. Aus diesem Grund weist die beobachtete Potentialverteilung in Abbildung 12 deutliche, von innen nach außen weisende hydraulische Gradienten entlang der Böschung sowie an der Basis aus.



während des Absunks tritt hier aufgrund der hohen Bodensteifigkeiten nicht auf. Zu genau dieser Schlussfolgerung kamen die Autoren der Shira Dam Untersuchungen. Sie identifizierten Gaseinschlüsse als den einzig plausiblen Grund für die Beobachtungen: „*The amount of air present in the pores of a bank fill affects the pore pressure/strain relationship. This factor is not readily assessed by laboratory tests or theory*“ [Pat62]. Die auf Grundlage eines gekoppelten Modells berechneten Potentialverteilungen in Abbildung 13 und Abbildung 14 (Isolinien zur besseren Vergleichbarkeit ebenfalls in [ft] dargestellt) liefern nach über 50 Jahren eine Bestätigung ihrer Interpretation.

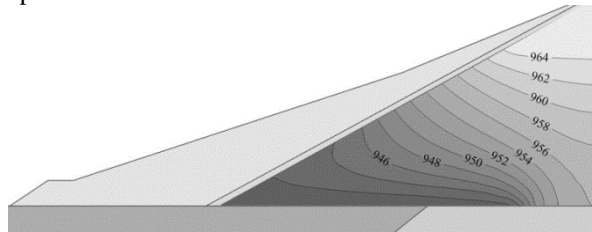


Abbildung 13: Numerisch berechnete Potentialverteilung (Isolinien in ft) am Ende des Absunks ohne Berücksichtigung von Gaseinschlüssen (Variante A).

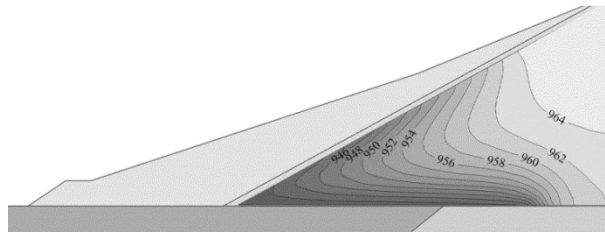


Abbildung 14: Numerisch berechnete Potentialverteilung (Isolinien in ft) am Ende des Absunks mit Berücksichtigung von Gaseinschlüssen (Variante B).

## 5 Zusammenfassung

Als Folge fluktuierender (Grund-)Wasserstände und/oder infolge des Abbaus organischer Substanzen kann es im Porenraum zu Gaseinschlüssen kommen. Hierdurch wird die Wasserspeicherkapazität infolge der erheblichen Kompressibilität von Gas im Vergleich zu Wasser vergrößert, was sich auf die Ausbreitungsdynamik von durch (mechanische oder hydraulische) Laständerungen induzierte Porenwasserdruckänderungen auswirken kann.

Es wird ein physikalisch basierter Ansatz zur Berücksichtigung von Gaseinschlüssen unterhalb des Grundwasserspiegels vorgestellt und in gekoppelten FE-Berechnungen verwendet. Der vorgestellte Ansatz einer druckabhängigen Speicher-

kapazität  $C(p_w)$  weist deutliche Vorteile gegenüber dem Ansatz eines vollgesättigten Bodens mit einem Fluid der Kompressibilität eines Wasser-Gas-Gemischs  $C_{wg}$ . Im Gegensatz zum  $C_{wg}$ -Ansatz wird beim  $C(p_w)$ -Ansatz der Speicherterm den sich in Raum und Zeit ändernden Druckverhältnissen innerhalb der Iterationsschleife ständig angepasst.

Die Berücksichtigung von Gaseinschlüssen erfordert grundsätzlich die Abschätzung des Volumens der eingeschlossenen Gasphase, wofür derzeit keine anerkannten Feldmethoden existieren. Allerdings zeigt sich, dass der Fehler durch Vernachlässigung vorhandener Gaseinschlüsse deutlich größer ausfällt, als der Fehler, den man durch Annahme einer „falschen“ Gassättigung macht.

Anhand eines in der geotechnischen Ingenieurpraxis typischen Fallbeispiels des Lenzens einer Baugrube wird die Bedeutung der für die Porenüberdruckentwicklung maßgebenden Kenngrößen herausgearbeitet. Die dimensionslosen Parameter sind:

- die Laständerungsgeschwindigkeit bezogen auf die Durchlässigkeit  $v/k$  sowie
- das Verhältnis der Steifigkeit von Korngerüst und Porenfluid, ausgedrückt durch den Parameter  $B^*$ .

Eine Grundwasserströmungsanalyse basierend auf herkömmlichen Speicherparametern würde bei hohen Laständerungsgeschwindigkeiten (d. h.  $v/k > 1$ ) die Porenwasserdruckreaktion auf äußere Wasserstandsänderungen unterschätzen. Schließlich illustriert die Auswertung der Porenwasserdruckentwicklung in einem Erddamm während eines Absunks des Speicherspiegels die Relevanz von Gaseinschlüssen in der geotechnischen Ingenieurpraxis.

## Literatur

- [Bio56] BIOT, M.A. *General solutions of the equations of elasticity and consolidation for porous materials*, *Journal of Applied Mechanics*: 23(2), 1956.
- [Fre12] FREDLUND, D.G., Rahardjo, H. and Fredlund, M. D. *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc. 2012.
- [Köh01] KÖHLER, H.-J. *Dreiphasensystem Boden unter Wasser. Auswirkungen auf die Porenwasserspannungen*. *Schriftenreihe Geotechnik*, 3. Workshop „Teilgesättigte Böden“, Bauhaus-Universität Weimar, 2001, 12. Oktober 2001, T. Schanz & K.J. Witt (eds.), Weimar, Heft 06, pp. 59-90.
- [Küm91] KÜMPEL, H.-J. *Poroelectricity: parameters reviewed*. *Gephys. J. Int.* 105, pp. 783-799. 1991.
- [Mon04] MONTENEGRO, H.; Köhler, H.-J. and Holfelder, T. *Inspection of excess pressure propagation in the zone of gas entrapment below the*

*capillary fringe. Proceedings, International Conference "From Experimental Evidence towards Numerical Modelling of Unsaturated Soils", Weimar, Germany, Vol. 2, September 2003.*

- [Nar06] NARASIMHAN, T. N. *On Storage Coefficient and Vertical Strain. Ground Water. Vol. 44, No.3, 2006.*
- [Pat61] PATON, J. and Semple, N.G. *Investigation of the Stability of an Earth Dam Subject to Rapid Drawdown including Details on Pore Pressures recorded during a Controlled Drawdown Test., in Pore Pressure and Suction in Soils, pp. 85-90, Butterworth, London. 1961.*
- [Pin08] PINYOL, N. M.; Alonso, E. E and Olivella, S. *Rapid drawdown in slopes and embankments. Water Resources Research 44, 2008 W00D03, 22pp.*
- [Ste14] STELZER, O.; Montenegro H.; and Odenwald, B. *Consolidation Analyses Considering Gas Entrapment below the Phreatic Surface. Accepted for presentation at NUMGE 2014, Delft 2014.*
- [Ver13] VERRUIJT, A. *Theory and Problems of Poroelasticity. Delft University of Technology. Delft 2013. <http://geo.verruijt.net/>*

# **Zeitabhängige Setzungen von Sand und FE-Simulationen einer Tagebaukippe**

**Stefan Vogt, Emanuel Birle, Gero Vinzelberg**

*Technische Universität München, Zentrum Geotechnik  
RWE Power AG, Gebirgs- und Bodenmechanik*

---

*Im Rahmen der Wiedernutzbarmachung werden große Flächen aktiver und ehemaliger Braunkohlentagebaue unterschiedlichen Folgenutzungen zugeführt. In diesem Zusammenhang sind zur Erschließung oder der Umlegung bestehender Verkehrswege umfangreiche Maßnahmen notwendig. Sind unter den Randbedingungen der Tagebauplanung genügend grobkörnige Böden verfügbar, so ist es sinnvoll, diese aufgrund ihrer vergleichsweise guten geotechnischen Eigenschaften im engeren Trassenbereich zukünftiger Verkehrswege zu verkippen. Wegen der sehr großen Mächtigkeit von bis zu mehreren Hundert Metern können jedoch auch kleine Dehnungsbeträge in Tagebaukippen, die vorwiegend aus Sanden bestehen, zu größeren Setzungen an der Oberfläche führen. Eine weitere Charakteristik der Dehnungen ist deren zeitabhängige Entwicklung, die primär vom Alter des Kippenkörpers abhängt. Bei der Planung von Verkehrswegen ist daher die Berücksichtigung einer Vorsorgegradienten notwendig, welche auf Basis der zu prognostizierenden großräumigen Setzungen festgelegt werden muss. Ferner können neben einer variierenden Materialzusammensetzung der Kippe Unterschiede im Alter einzelner Kippscheiben zu Differenzverformungen an der Oberfläche führen. Die Prognose zeitabhängiger Setzungsanteile kann mittels Finite-Elemente Berechnungen erfolgen. Hierzu ist die Kalibrierung von Stoffmodellparametern anhand von Laborversuchen und Feldmessungen notwendig. Die Arbeit präsentiert Daten aus Ödometerversuchen von repräsentativen Versuchsböden. Nach einer Parameterkalibrierung werden Setzungsprognosen für eine modellhafte Tagebaukippe vorgestellt.*

## **1 Einleitung**

Die Braunkohlenförderung aus großen Tagebauen trägt in Deutschland zu 25 % der Stromerzeugung bei. Für die jährliche Förderung von etwa 180 Millionen Tonnen Braunkohle muss je nach Tagebau eine 3- bis 5-fache Volumen an Lockerge-

stein bzw. Boden gefördert und verkippt werden, was zu hohen Volumenströmen von etwa 700 Millionen m<sup>3</sup> pro Jahr führt. Tagebaukippen bedecken heute große Gebiete, die für Landschaftsschutzgebiete, Landwirtschaft, Siedlungen und Infrastrukturmaßnahmen nutzbar gemacht wurden bzw. für eine zukünftige Flächennutzung vorgesehen sind. In Abhängigkeit von der geplanten späteren Nutzung ergeben sich für verschiedene Bereiche der Tagebaukippen unterschiedliche Anforderungen hinsichtlich möglicher Setzungsbeträge bzw. Differenzsetzungen. Sofern die spätere Nutzung bereits frühzeitig ausreichend genau bekannt ist, kann das Verkippkonzept zur Verfüllung des Tagebaus darauf abgestimmt werden. Sind genügend grobkörnige Böden verfügbar, so ist es anzustreben, diese etwa im Bereich von geplanten Infrastrukturmaßnahmen gezielt zu verkippen, um größere Setzungsbeträge zu vermeiden. Ferner würden Kippen aus feinkörnigen Böden bei der Gründung von Bauwerken zu einem erhöhten Aufwand führen [Lan86], [For88], [Vog03], [Gal08].

Können zur Auffüllung der derzeit bis zu 370 m tiefen Tagebaue in Bereichen mit höheren Nutzungsanforderungen nicht genügend grobkörnige Böden verkippt werden, so können tiefenabhängig Anforderungswerte hinsichtlich eines zulässigen Feinkornanteils definiert werden [Köt11]. Damit wird erreicht, dass zur Oberfläche hin die geotechnischen Eigenschaften der Kippenböden für wirtschaftliche Gründungsarten ausreichend sind und die tieferen Kippscheiben aus Böden mit höherem Feinkornanteil aufgrund der sehr hohen Spannungen aus dem Bodeneigengewicht konsolidieren und vergleichsweise hohe Steifigkeiten entwickeln. Die oberste Schüttlage wird nach diesem Konzept aus sandig-kiesigem Material ausgeführt, welches die Aufgabe hat, kleinräumige Setzungsdifferenzen aufgrund von lokalen Inhomogenitäten im Kippenuntergrund auszugleichen.

Aufgrund des großen Volumens der unterhalb eines geplanten Verkehrsweges bei der Verfüllung eines Tagebaus zu verkippenden Böden ist es technisch kaum möglich sowie wirtschaftlich nicht darstellbar, eine Verdichtung tiefer liegender Kippscheiben durchzuführen. In Abhängigkeit von den abgelagerten Kippenböden ergeben sich für die spätere Kippenoberfläche unterschiedlich große Setzungsbeträge. Dabei ist festzustellen, dass die Steifigkeit und Scherfestigkeit von sandigen Böden sehr viel günstiger ist als die von feinkörnigen Böden, welche auch in Form wassergesättigter zum Teil aufgeweichter Klumpen aus Tonen oder Schluffen vermengt mit Braunkohleresten vorliegen können. Dennoch führen auch vergleichsweise kleine Dehnungsbeträge bei unverdichteten sandigen Böden im Kippenkörper aufgrund der großen Mächtigkeit zu größeren Setzungen an der Kippenoberfläche. Die bei verschiedenen Tagebauen des Rheinischen Braunkohlenreviers gemessenen Setzungen treten dabei zeitabhängig auf und resultieren vermutlich aus einer Umlagerung von Bodenkörnern infolge von Wassergehaltsschwankungen aus Niederschlägen, Mikroseismik sowie Kornabrieb [Neh68], [Kot90], [Cha08]. Durch einen gezielten Kippenaufbau, Einhalten von Mindestliegezeiten und bereichsweise oberflächennahen Verdichtungsmaßnahmen lassen sich auch anspruchsvolle Verkehrsprojekte, wie z. B. Autobahn- und Brückenbau oder auch Verlegung von Gewässern, sicher beherrschen.

Zur Planung von Verkehrswegen oder einzelnen Bauwerken ist eine Setzungsprognose notwendig, die alle maßgebenden Einflussfaktoren konsistent abbilden



kann. Hierzu ist es erforderlich den Verkippungsprozesses, der die Geometrie einzelner Kippscheiben und den zeitlichen Ablauf der Verfüllung beschreibt, sowie die möglichst genaue Abbildung des Bodenverhaltens zu berücksichtigen. Als Prognoseergebnis sind insbesondere die sich zeitabhängig einstellenden Setzungen an der Kippenoberfläche von Bedeutung, um die Höhenlage der Gründungssohle von Ingenieur- und Hochbauwerken oder die Gradienten von Verkehrswegen festlegen zu können. Aus diesen können im Weiteren Differenzverformungen berechnet werden, die zur Beurteilung etwa der Gebrauchstauglichkeit von Fahrbahndecken oder Entwässerungseinrichtungen herangezogen werden.

Im Rahmen der wissenschaftlichen Begleitung einer Infrastrukturmaßnahme auf einer jungen Tagebaukippe [Vog13], [Vog12] wurde die Finite-Elemente Methode zur Prognose von Setzungen und Setzungsdifferenzen verwendet. Mit dem geschaffenen Modell können alle wesentlichen Einflussgrößen aus Geometrie und Zeit erfasst werden. Das Stoffmodell ist in der Lage, zeitabhängige Verformungen unter konstanten Spannungen abbilden zu können. Zudem können spannungsabhängige Verformungen, die z.B. aus Hinterfüllungen oder Gründungen von Brücken auf den Kippenkörper einwirken, mit einer ausreichenden Genauigkeit simuliert werden.

## 2 Stoffmodell

Als Stoffmodell wurde das visko-elastoplastische Stoffmodell [Neh98] in seiner aktuellen Formulierung im Finite-Element Programm „Plaxis 2012“ (Plaxis bv, Delft / Niederlande) herangezogen (Stand der Berechnungen Anfang 2014). Das Stoffmodell wurde zur Beschreibung weicher feinkörniger Böden entwickelt. Eine Anwendung zur Prognose des Verhaltens locker gelagerter grobkörniger Böden ist dadurch mit Einschränkungen in der Aussagekraft verbunden, was bei der Parameterkalibrierung im Abschnitt 3 näher erläutert wird. Das Stoffmodell, welches im Weiteren als SSC-Modell (Soft Soil Creep) bezeichnet wird, zeichnet sich durch folgende Ansätze aus:

- Die Steifigkeit  $E_s$  unter eindimensionaler Kompression hängt von der vertikalen Effektivspannung  $\sigma'_v$  bzw. dem mittleren Druck  $p'$  (hydrostatischer Spannungsanteil) ab. Dabei wird eine logarithmische Dehnungsdefinition verwendet [But79]. Zur Beschreibung der Steifigkeit im Erstbelastungsbereich dient der modifizierte Kompressionsindex  $\lambda^*$ . Alternativ kann der Kompressionsbeiwert  $C_c$  mit einer entsprechenden Initial- bzw. Referenzporenzahl  $e_0$  als Eingabeparameter des Stoffmodells dienen.
- Das visko-elastoplastische SSC-Modell unterscheidet zwischen Erst- sowie Ent- und Wiederbelastung. Der Überkonsolidierungsgrad  $OCR = p'_{eq} / p'$  ist durch eine Bezugsspannung  $p'_{eq}$  definiert. Die Spannung  $p'_{eq}$  liegt im Schnittpunkt der Fließfläche mit der Geraden im Spannungsraum, bei welcher die Deviatorspannung  $q = 0$  ist. Die Fließfläche folgt der elliptischen Formulierung nach dem „Modified Cam Clay“ Modell [Ros68].
- Im Bereich der Ent- und Wiederbelastung werden die elastischen Dehnungen durch die Parameter  $\kappa^*$  bzw.  $C_s$  und die Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  gesteuert.

- Das SSC-Stoffmodell verwendet eine assoziierte Fließregel. Dabei entstehen visko-plastische Dehnungen, sobald die Effektivspannung auf der Fließfläche liegt und durch ein zusätzliches Spannungsinkrement erhöht wird. Die Aufweitung der elliptischen Fließfläche erfolgt durch eine isotrope Verfestigungsregel.
- Die deviatorische Bruchbedingung wird durch das Modell nach Mohr-Coulomb beschrieben. Die Eingabe einer Begrenzung der Zugfestigkeit des Bodens  $\sigma'_{t,s}$  („tension cut-off“) ist möglich. Ein mögliches dilatantes Stoffverhalten wird durch die Eingabe eines Dilatanzwinkels  $\psi$  gesteuert.
- Der Reibungswinkel  $\phi'$  ist an die Fließfläche gekoppelt. Um realistische Erdrudruckbeiwerte zu prognostizieren, wird nach einer empirischen Beziehung  $M$  an den Eingabeparameter  $K_0$  angepasst [Bri94].
- Das zeitabhängige Verhalten wird mit Hilfe der Definition einer Referenzisochrone (bzw. Isotache), welche in einem eindimensionalen Kompressionsversuch mit stufenweiser Lasterhöhung alle 24 Stunden bestimmt wird, beschrieben [Suk57], [Jan69]. Für diese Isochrone gilt ein Überkonsolidierungsgrad von  $OCR = 1$ , der unter konstanter Spannung  $\sigma'_v$  während Kriechen zunimmt [Haa94]. Die Größe viskoser Dehnungen ergibt sich damit primär in Abhängigkeit von  $OCR$  bzw. dem Eingabeparameter  $\mu^*$  bzw.  $C_\alpha$ . Diese Parameter steuern entgegen dem Stoffmodell nach [Bor85], was ebenfalls auf dem „Modified Cam Clay“ Modell aufbaut, sowohl Kriechverformungen unter konstanter hydrostatischer Spannung  $p'$  als auch unter konstanter Deviatorspannung  $q$  bzw. die Ratenabhängigkeit der Scherfestigkeit.

Eine genauere Beschreibung und Analyse der theoretischen Modellgleichungen mit Informationen über die historische Entwicklung zur Beschreibung der Ansätze des viskosen Verhaltens werden durch [Neh08] gegeben.

### 3 Laborversuche und Parameterkalibrierung

#### 3.1 Materialklassifizierung

Vor dem Einsatz des ausgewählten Stoffmodells erfolgte die Kalibrierung der Stoffmodellparameter anhand von Laborversuchen. Die im Folgenden gezeigten Ergebnisse beziehen sich auf 3 als repräsentativ zu sehende Versuchsböden, die im Projektgebiet angetroffen wurden [Vog13]. Die Kornverteilungskurven der drei Versuchsböden SU, MS und GS sind in Abbildung 2 eingetragen. Im Rahmen der Bearbeitung wurden jeweils mehrere Kornverteilungskurven gewonnen, deren Bandbreite im Diagramm der Abbildung 2 markiert ist.

Die Versuchsböden decken den Bereich der Kornverteilung von 716 Proben aus unterschiedlichen Tiefenlagen des Kippenkörpers ab. Der Boden SU lässt sich als schluffiger enggestufter Sand beschreiben. Der Feinkornanteil beträgt zwischen 15 M.-% und 19 M.-%. Die dominierende Kornfraktion bildet der Feinsand. Beim Versuchsboden MS liegen etwa 80 M.-% der Körner im Bereich des Mittelsandes. Auch dieser Versuchsboden ist enggestuft, wobei der Feinkornanteil zwischen

2 M.-% und 6 M.-% liegt. Als weitgestufter Kies-Sand wurde der Versuchsboden GS in Laborversuchen untersucht. Dieser zeigt eine Kiesfraktion im Bereich zwischen 35 M.-% und 40 M.-% und einen Feinkornanteil von 4 M.-% bis 6 M.-%.

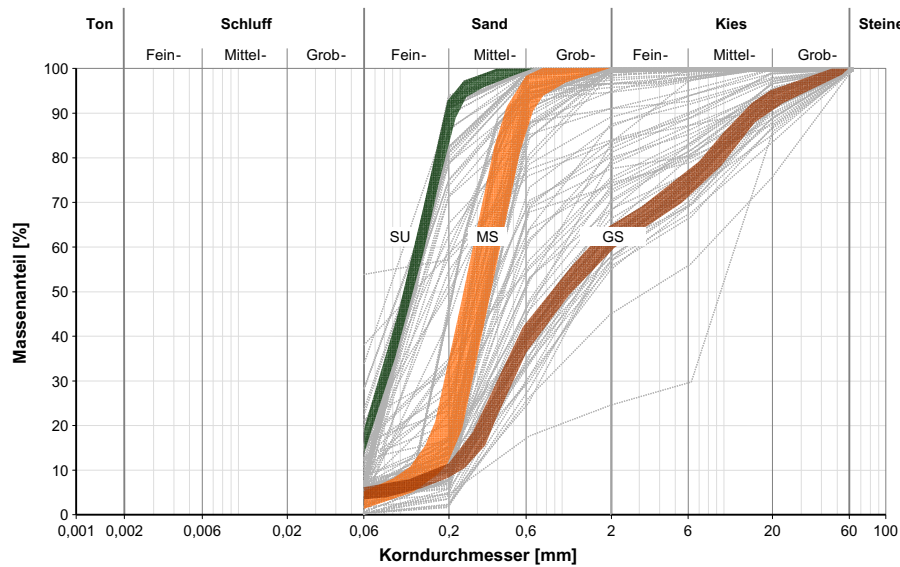


Abbildung 2: Kornverteilung von 3 repräsentativen Versuchsböden

Informationen zum Verdichtungsverhalten geben die Indexversuche zur Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung sowie der Proctordichte. Die Ergebnisse zu den Versuchsböden SU, MS und GS sind in Tabelle 1 eingetragen. Es ist zu beachten, dass die Versuche zur Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung nach normativer Regelung nur bei grobkörnigen Böden (mit einem Feinkornanteil  $< 5$  M.-%) anwendbar sind. Um eine bessere Vergleichbarkeit zu erhalten, wurden jedoch auch für den Boden SU die Werte  $e_{\max}$  bzw.  $e_{\min}$  ermittelt. Hierzu ist es wichtig, dass der Boden nach der Ofentrocknung keine Klumpen infolge des Feinkorns aufweist.

Tabelle 1: Ergebnisse aus Versuchen zur lockersten und dichtesten Lagerung (Mittelwerte aus 6 Einzelversuchen) sowie Proctordichte  $\rho_{Pr}$

Versuchsboden [-]	$e_{\max}$ [-]	$e_{\min}$ [-]	$\rho_{d,\min}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\rho_{d,\max}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\rho_{Pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]
SU	1,415	0,830	1,091	1,440	1,601
MS	0,928	0,626	1,354	1,605	1,620
GS	0,749	0,501	1,503	1,752	2,062

Es zeigt sich, dass insbesondere der enggestufte Boden MS eine vergleichsweise geringe Verdichtbarkeit aufweist. So liegt  $\rho_{Pr}$  im Bereich der Trockendichte, welche im Versuch zur Bestimmung der dichtesten Lagerung ermittelt wurde. Der Poren-

raum der Böden SU und MS beim Versuch zur Bestimmung der dichtesten Lagerung ist größer als der des Bodens GS. Insbesondere der Boden SU zeigt eine hohe Porenzahl bei lockerer Lagerung. Dagegen hat der Boden GS bereits bei lockerer Lagerung ein relativ geringes Porenvolumen. Die Proctordichte  $\rho_{Pr}$  unterscheidet sich für die Böden SU und MS kaum.

Werden die Böden locker verkippt, so bestimmen hinsichtlich des Porenraumes verschiedene Einflussgrößen das Kompressionsverhalten. Der Boden SU hat den größten Feinkornanteil, der bei Vorhandensein von Wasser die Steifigkeit gegenüber den feinkornarmen Böden reduzieren wird. Trotzdem hat der Boden SU eine vergleichsweise enge Kornverteilung, die unter anderem zu einer geringen Proctordichte führt, was steifigkeitserhöhend wirkt. Dagegen zeigt der Boden GS eine weite Kornverteilung was zunächst hohe Trockendichten bei genügender Verdichtungsenergie ermöglicht und was bei lockerer Verkipfung auf ein signifikantes Verformungspotential hindeutet. Allerdings kann der Boden GS eine steife Struktur aus Kieskörnern ausbilden, welche Spannungen abtragen kann, ohne dass der dazwischen liegende Sand maßgebend beeinflusst wird.

### 3.2 Eindimensionale Kompressionsversuche

Zur Ermittlung des Verformungsverhaltens der Kippenböden unter monotoner Steigerung der Spannung infolge des Verkipppungsprozesses wurden Ödometerversuche an den 3 Versuchsböden durchgeführt. Die Last wurde in Inkrementen bis maximal etwa  $2,4 \text{ MN/m}^2$  erhöht, wobei nach 24 Stunden jeweils eine Verdoppelung der Last vorgenommen wurde. Es ist anzumerken, dass je nach Porenzahl bzw. Trockendichte sowie Wassergehalt des Kippenbodens auch größere Spannungen auf tiefe Kippenscheiben wirken können. Dennoch kann aus den Messdaten bis  $2,4 \text{ MN/m}^2$  ein zuverlässiger Trend abgelesen werden, mit dem das Verhalten auch unter Spannungen bis etwa  $5 \text{ MN/m}^2$ , welche in Kippscheiben tiefer Tagebaue herrschen können, zu prognostizieren ist. Als maßgebend zur Beschreibung der Kippenböden wird jedoch ein geringer Wert der Anfangslagerungsdichte gesehen. Der Anfangswassergehalt für die Ödometerversuche liegt im Bereich des Wassergehaltes bei der Feldkapazität.

Die Messdaten der Ödometerversuche wurden anhand verschiedener Kennwerte ausgewertet. Zur Beschreibung der Zeitabhängigkeit wurde die Buismankonstante  $C_B$  berechnet, was in Abbildung 3 links erläutert wird. Die Steifigkeit wurde mit dem Steifemodul  $E_s$  beschrieben, der aus der spannungsabhängigen Kompression als Sekantenmodul berechnet werden kann (Abbildung 3 rechts).

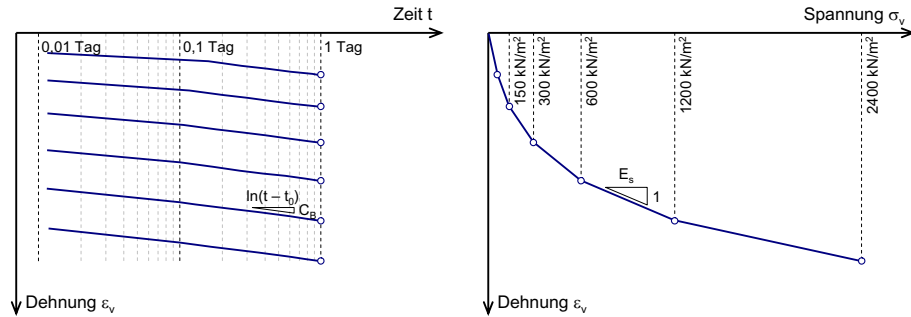


Abbildung 3: Kennwerte zur Auswertung der Ödometerversuche

Die Entwicklung der Steifigkeit im Ödometerversuch ausgedrückt durch  $E_s$  stellt Abbildung 4 dar. Es werden jeweils 2 Einzelversuche an den Versuchsböden SU, MS und GS gezeigt. Die Versuchsergebnisse an Proben mit einer Anfangslagerungsdichte von  $D = 0$  bis  $0,2$  sind in farbigen Kurven und ausgefüllten Symbolen eingetragen. Mit grauen Kurven und offenen Symbolen sind Versuche mit vergleichsweise hoher Anfangslagerungsdichte von  $D = 0,8$  bis  $1$  erkennbar. Daneben werden in gepunkteten Kurven die Ergebnisse des Stoffmodells unter Verwendung unterschiedlicher Werte  $\lambda^*$  dargestellt.

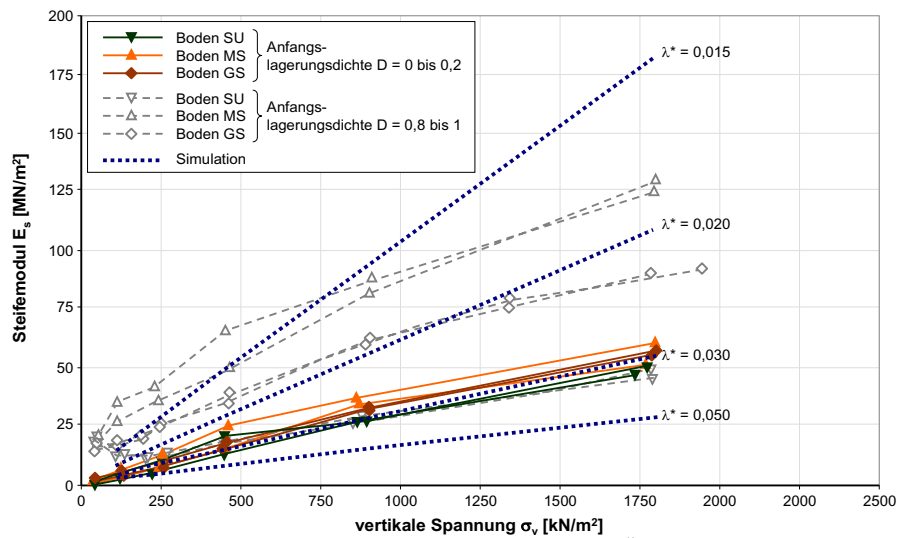


Abbildung 4: Steifigkeitsentwicklung im Ödometer

Zunächst zeigen die Kurvenverläufe, dass für alle Versuchsböden, die mit einer geringen Anfangslagerungsdichte untersucht wurden, eine sehr ähnliche Steifigkeitsentwicklung feststellbar war. Erst bei den anfangs mit  $D = 0,8$  bis  $1$  eingebauten Proben ergaben sich deutliche Unterschiede. Auffallend ist, dass sich beim Boden SU die Steifigkeit  $E_s$  unabhängig von der Anfangslagerungsdichte im Bereich einer Spannung  $\sigma_v > 250 \text{ kN/m}^2$  ähnlich darstellt. Das Kompressionsverhalten der Proben

mit  $D = 0$  bis  $0,2$  kann gut durch eine Simulation mit dem SSC-Modell unter Verwendung von  $\lambda^* = 0,03$  wiedergegeben werden. Dagegen ist eine Anpassung an die Böden mit einer höheren Anfangslagerungsdichte nicht ohne weiteres möglich. Hier ist die Leistungsfähigkeit des SSC-Modells zur Abbildung des Verhaltens grobkörniger Böden eingeschränkt, da die Modellgleichungen einen Steifeexponenten nach [Ohd39] von 1 annehmen.

Neben dem Parameter  $\lambda^*$  ist die Wahl eines zutreffenden Parameters  $\mu^*$  ausschlaggebend für die Prognose der Verformung eines Kippenkörpers. Mit  $\mu^*$  wird bezogen auf die Problemstellung allein die Größe der zeitabhängigen Verformungen gesteuert, da der Überkonsolidierungsgrad OCR, welcher ebenfalls die Zeitabhängigkeit stark beeinflusst, zur Generierung des Anfangszustandes im numerischen Modell für alle Kippscheiben mit 1 angenommen wird.

Für die Anpassung des Parameters  $\mu^*$  an das Verhalten von locker gelagerten Böden dient die Darstellung in Abbildung 5. Darin ist zu erkennen, dass der Parameter  $C_B$  für alle Böden und Anfangslagerungsdichten mit steigender Spannung zunimmt. Der Zuwachs ist jedoch insbesondere für die Proben mit anfangs lockerer Lagerung nicht sehr ausgeprägt. Eine zufriedenstellende Anpassung der numerischen Simulation mit den Laborergebnissen kann durch die Verwendung eines Parameters  $\mu^* = 0,0005$  erreicht werden. Deutlich zu erkennen ist die Verringerung des Parameter  $C_B$  bei höheren Anfangslagerungsdichten. Die Wahl des Parameters  $\mu^* = 0,0005$  führt zusammen mit dem Steifigkeitsparameter  $\lambda^* = 0,03$  zu einem Verhältniswert  $\mu^* / \lambda^* = 0,017$  der in der Bandbreite von Erfahrungswerten liegt (siehe Tabelle 2).

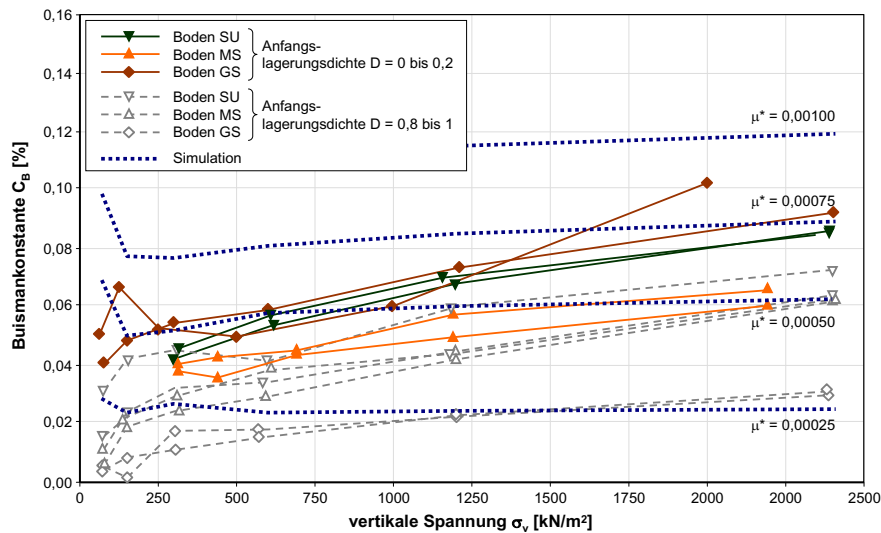


Abbildung 5: Entwicklung der zeitabhängigen Verformungen im Ödometer

Tabelle 2: Verhältnismerte  $C_\alpha / C_c$  nach [Mes06]

Geomaterial / Boden [-]	$C_\alpha / C_c = \mu^* / \lambda^*$ [-]
Steinschüttung und grobkörnige Böden aus harten Körnern	$0,02 \pm 0,01$
Tonschiefer und Tonstein	$0,03 \pm 0,01$
gering plastische Tone und Schluffe	$0,04 \pm 0,01$
ausgeprägt plastische Tone	$0,05 \pm 0,01$
organische Böden	0,06 bis 0,10

## 4 Finite-Elemente Berechnungen

### 4.1 Modellgenerierung

Nach der in Abschnitt 3 gezeigten Kalibrierung der Parameter, welche die Steifigkeitsentwicklung sowie die zeitabhängigen Verformungen beschreiben, wurde ein Finite-Elemente-Modell einer modellhaften Tagebaukippe erstellt. Aufgrund der in den Ödometerversuchen ermittelten geringen Unterschiede der drei untersuchten Versuchsböden bei lockerer Lagerung wurde für das hier vorgestellte FE-Modell nur ein Satz an Stoffmodellparametern berücksichtigt. Die Geometrie der Tagebaukippe sowie der zeitliche Ablauf der Verkippung sind modellhaft gewählt, entsprechen jedoch den Randbedingungen der Großtagebaue im Rheinischen Braunkohlenrevier.

Die Untersuchungen basieren auf der Analyse totaler Spannungen. Grundwasser und die Generierung von Porenwasserdrücken wurden nicht betrachtet. Die Spannungsverteilung resultiert ausschließlich aus dem Eigengewicht der einzelnen Kipp-scheiben. Randbedingungen zur Generierung des Anfangszustandes sowie der Spannungsentwicklung infolge der Simulation des Verkippungsprozesses und alle Stoffmodellparameter sind in Tabelle 3 aufgelistet. Es ist anzumerken, dass auch bei einer homogenen Tagebaukippe die Wichte des Bodens  $\gamma$  zur Tiefe hin infolge der Verdichtung, die allein aus der Auflastspannung hervorgerufen wird, leicht zunimmt. Dieser Effekt kann mit Daten aus tief reichenden Drucksondierungen erfasst werden. Ferner variiert die Wichte bei einer drainierten Analyse je nach Wassergehalt. So erzeugen etwa Schichten in der Kippe, in denen Wasser aus Infiltration nach unten strömt, zusätzliche Spannungen auf die darunter liegenden Kippenscheiben. Auch dieser Prozess wird im Folgenden nicht weiter analysiert.

Tabelle 3: Randbedingungen und Stoffmodellparameter

Beschreibung	Einheit	Wert
Wichte $\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17
Ruhedruckbeiwert $K_0$	[-]	0,5
Überkonsolidierungsgrad OCR	[-]	1
Vorbelastungsspannung POP	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
Querdehnzahl im elastischen Bereich $\nu_{ur}$	[-]	0,15
effektiver Reibungswinkel $\varphi'$	[°]	30
effektive Kohäsion $c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	0
Zugfestigkeit des Bodens $\sigma'_{t,s}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0
modifizierter Kompressionsindex $\lambda^*$	[10 <sup>-3</sup> ]	0,03
modifizierter Rekompansionsindex $\kappa^*$	[-]	0,006
modifizierter Kriechindex $\mu^*$	[10 <sup>-3</sup> ]	0,50

Die Simulation der Verkipfung des maximal 215 m tiefen modellhaften Tagebaus erfolgt zeitabhängig mit der schrittweisen Aktivierung einzelner Kippscheiben. Abbildung 6 zeigt 5 ausgewählte Phasen der Simulation des Verkipfungsprozesses über 10 Jahre. Die fiktive Tagebaukippe wird über eine Länge von 1500 m in einen ebenen Dehnungszustand übertragen. An den Modellrändern sind entsprechende Festhaltungen definiert. Die Bodenschichten, welche nicht durch die Auskohlung betroffen sind, wurden als elastisches Medium mit einem Steifemodul von  $E_s = 200 \text{ MN/m}^2$  und einer Querdehnzahl von  $\nu = 0,3$  idealisiert.

Mit dem Modell der Tagebaukippe können Aspekte behandelt werden, deren zutreffende Prognose relevant für die spätere Nutzung der Kippenoberfläche sind:

- Wenn eine Neunutzung der Flächen möglichst unmittelbar nach dem Ende der Verkipfung angestrebt wird, so sind im mittleren Teil zwischen 500 m und 1200 m aufgrund des jungen Kippenalters größere Setzungen zu erwarten.
- Der Teilbereich von 0 m bis 500 m wird bereits bis 4 Jahre vor dem Ende der Verkipfung fertig gestellt. Aufgrund des größeren Kippenalters wird sich dieser Teil nach Ende der Verkipfung weniger stark setzen als der Kippenteil zwischen etwa 500 m und 1200 m (junge Kippe). An den Grenzen können aus der Kippenstruktur bedingte Differenzsetzungen entstehen.
- Am Übergangsbereich zwischen der Tagebaukippe und dem natürlichen Untergrund sind Differenzsetzungen zu erwarten.



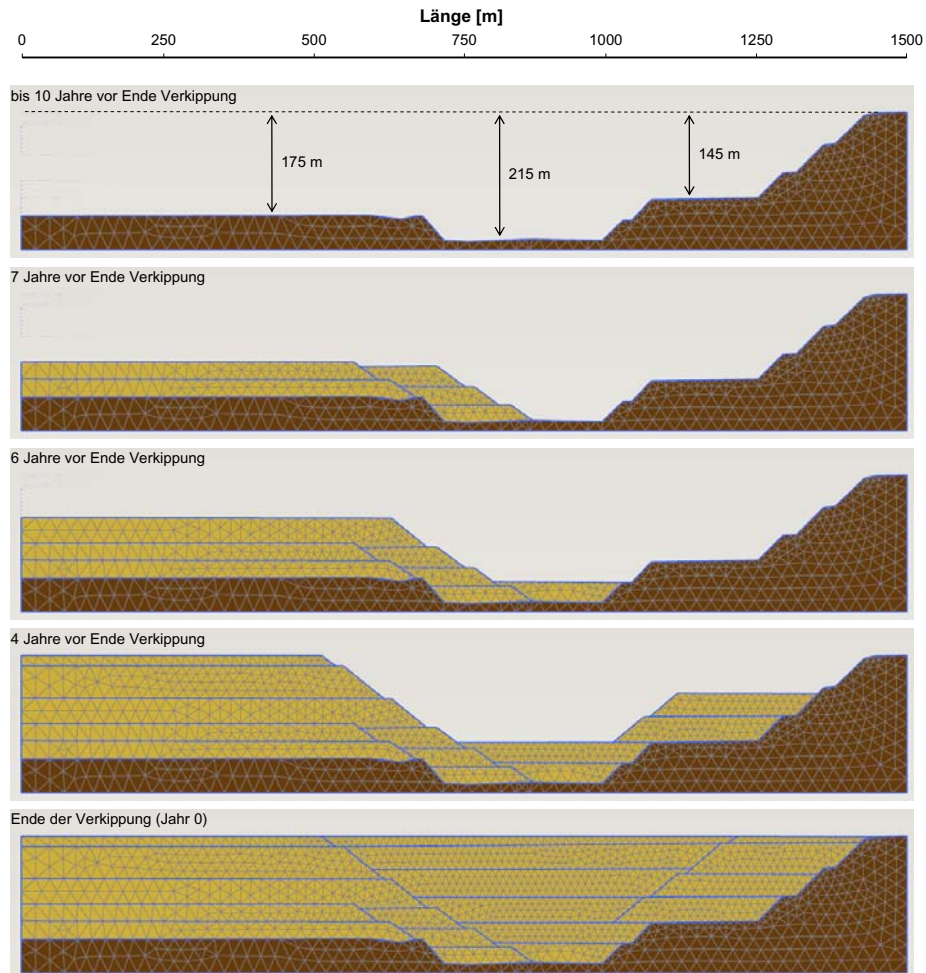


Abbildung 6: Simulation des Verkippsprozesses einer fiktiven Tagebaukippe

## 4.2 Setzungsprognose

Zunächst werden die berechneten sich zeitabhängig einstellenden Setzungen an der Kippenoberfläche ab dem Ende der Verkipfung (Jahr 0) anhand der Abbildung 7 diskutiert. Dargestellt werden Kurven über die Gesamtlänge des Modells, die jeweils die Setzungen bis zu einem gewissen Zeitpunkt nach dem Ende der Verkipfung wiedergeben. Die maximale Prognosezeit beträgt 16 Jahre.

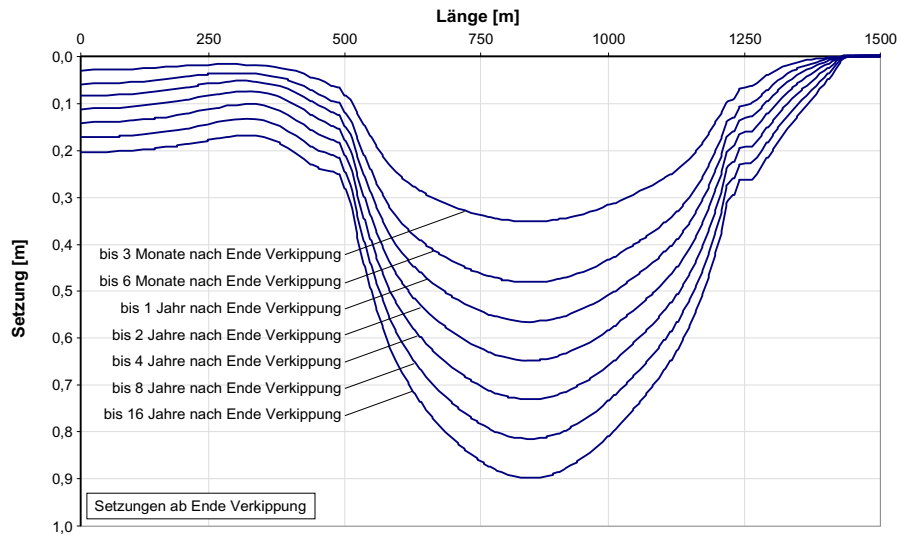


Abbildung 7: Prognostizierte Setzungen ab Ende der Verkipfung

Es zeigt sich, dass insbesondere im Bereich zwischen 500 m und 1200 m mit größeren Setzungen zu rechnen ist. Die maximale Setzung wird mit etwa 0,9 m im Jahr 16 nach Ende der Verkipfung erreicht. Deutlich geringer sind die Verformungen im Böschungsbereich zur natürlichen Oberfläche hin und im Kippenteilbereich, der bereits 4 Jahre vor Ende der Verkipfung fertig gestellt wurde. Im Übergangsbereich zum gewachsenen Gebirge am Rand der Tagebaukippe nehmen die Setzungen entsprechend der Tiefe der Tagebaukippe kontinuierlich ab. Es ist erkennbar, dass im mittleren Bereich (junge Kippe) die Setzungen, die bis 6 Monate nach Ende Verkipfung eintreten, etwa halb so groß sind wie die Setzungen, die sich bis 16 Jahre nach Ende der Verkipfung entwickeln. Dagegen nehmen die Setzungen im Teilbereich 0 m bis 500 m in etwa linear mit einer sich jeweils verdoppelnden Prognosezeit zu.

Aus diesen Informationen ist zu schließen, dass sich insbesondere für den jungen Kippenteil zwischen 500 m und 1200 m eine gewisse Liegezeit bis zur vorgesehenen Neunutzung der Kippenoberfläche sehr positiv auf die zu erwartenden Setzungen auswirkt. Diesen Zusammenhang erläutern die Abbildungen 8 und 9. Dazu sind zunächst in Abbildung 8 Setzungen eingetragen, die sich nach einer im Diagramm genannten Liegezeit bis zum Jahr 16 nach dem Ende der Verkipfung prognostizieren lassen. Es wird deutlich, dass eine bereits dreimonatige Liegezeit die maximalen Setzungen im Bereich der jungen Kippe von 0,9 m bei Betrachtung ab Ende Verkipfung auf 0,55 m deutlich verkleinert. Betrachtet man Setzungen, die erst ab 1 Jahr nach Ende der Verkipfung auftreten, so ist mit maximal 0,33 m Setzung zu rechnen, während die Setzungen im Bereich 0 m bis 500 m bei 0,12 m liegen. Es wird aus Abbildungen 8 damit auch deutlich, dass sich neben den Setzungen auch die Differenzsetzungen zwischen den älteren Kippenbereichen und dem Bereich zwischen 500 m und 1200 m deutlich verringern lassen.

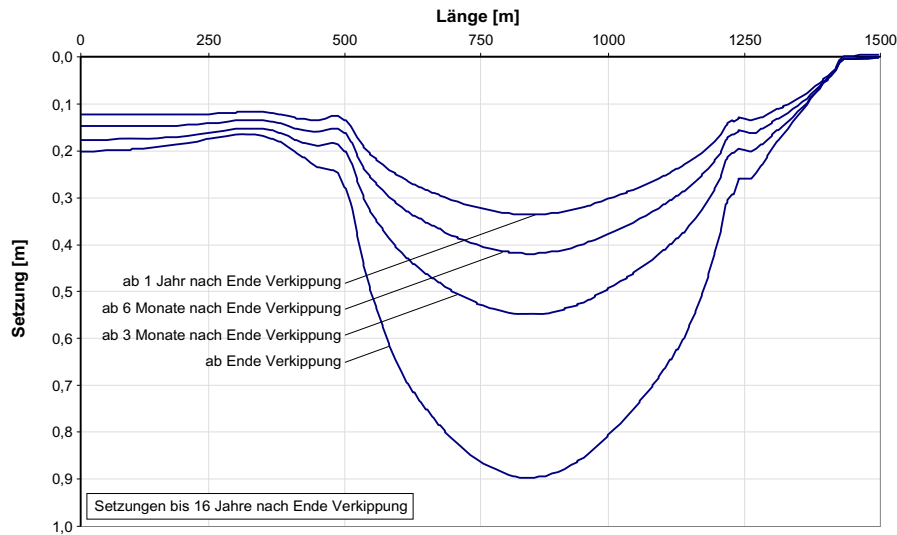


Abbildung 8: Setzungen bis 16 Jahre nach Ende der Verkipfung

Unter Anderem sind für die Neunutzung der Kippenflächen großräumige Differenzsetzungen maßgebend, welche sich zeitabhängig einstellen. Hierzu zeigt Abbildung 8 Differenzsetzungen in der Einheit [mm/m] bzw. [‰]. Dargestellt werden analog zur Abbildung 8 Differenzsetzungen bis zum Jahr 16 nach Ende Verkipfung unter Berücksichtigung verschiedener Liegezeiten.

Differenzverformungen sind vor allem im Übergangsbereich zwischen der älteren Kippe, welche bereits 4 Jahre vor Ende der Verkipfung abgeschlossen wurde, und dem jüngeren Kippenbereich festzustellen. Weiter entstehen Differenzsetzungen im ehemaligen Böschungsbereich der Tagebaukippe sowie im unmittelbaren Übergangsbereich zur natürlichen Geländeoberfläche. Die Maximalbeträge liegen bei etwa 5 mm/m für den Fall ohne Liegezeit. Wie die Setzungen lassen sich jedoch auch Differenzsetzungen durch eine genügend lange Liegezeit der Kippe vor der angestrebten Neunutzung signifikant verringern. Die in den Simulationen ermittelten Differenzsetzungen betragen bereits nach einer Liegezeit von 6 Monaten nur maximal 2 mm/m.

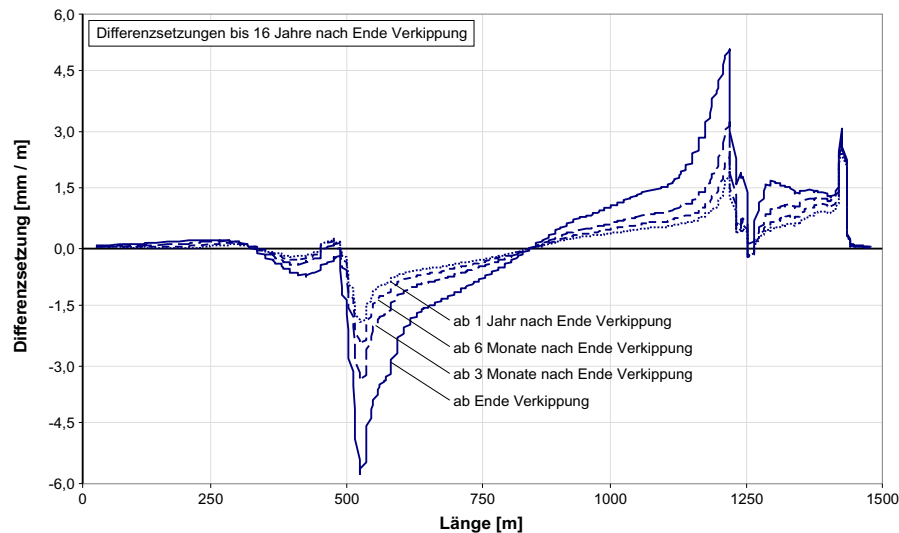


Abbildung 9: Differenzsetzungen bis 16 Jahre nach Ende der Verkipfung

Zu den in Abbildung 9 dargestellten Werten treten kleinräumige Differenzsetzungen auf, die mit der in dieser Arbeit beschriebenen Modellbildung nicht zu simulieren sind, da sie aus der lokalen Struktur der Tagebaukippe und variierenden Bodeneigenschaften im Bereich von wenigen Metern folgen. Eine Berücksichtigung dieser Differenzverformungen bei der Planung von Nachnutzungen der Kippe kann nur anhand von Feldmessungen erfolgen. Daher bieten sowohl die Wahl vorwiegend grobkörniger Böden zur Erstellung des Kippenkörpers als auch die Planung einer Liegezeit nach dem Ende der Verkipfung wirkungsvolle Maßnahmen zur Reduzierung sowohl von groß- als auch von bislang nicht prognostizierbaren kleinräumigen Differenzverformungen.

## 5 Zusammenfassung

Das charakteristische Setzungsverhalten von Tagebaukippen konnte mit der Finite-Elemente Methode abgebildet werden. Hierzu wurde ein Stoffmodell verwendet, das in der Lage ist, sowohl die spannungsabhängige Steifigkeitsentwicklung als auch die zeitabhängigen Verformungen wiederzugeben. Dafür war eine umfangreiche Parameterkalibrierung notwendig. Diese kann nur mit Einschränkungen unter Verwendung der Ergebnisse von Laborversuchen erfolgen, da die zeitabhängigen Umlagerungsprozesse im Kippenkörper nicht ohne Weiteres im Labormaßstab abzubilden sind. Dennoch geben die Ergebnisse aus Ödometerversuchen Informationen zur Größenordnung der zu erwartenden Setzungen, die sich zeitabhängig nach dem Ende der Verkipfung an der Oberfläche der Kippe einstellen. Mit den derart festgelegten Stoffmodellparametern zeigen FE-Simulationen unter Berücksichtigung der Kippengeometrie und des zeitlichen Verkipfungsprozesses den positiven Effekt

der Liegezeit, welcher Setzungen und Differenzsetzungen insbesondere junger Kippenkörper reduziert. Durch die Verkippung überwiegend grobkörniger Böden etwa im Trassenbereich von Verkehrswegen können Setzungen minimiert werden, was den Bau hochwertiger Infrastrukturmaßnahmen und damit eine Nachnutzung großer Flächen des ehemaligen Braunkohlentagebaus vereinfacht.

## Literatur

- [Lan86] LANGE, S.: *Building on uncompacted dumps in the Rhenish brown coal area of the Federal Republic of Germany*. Building on marginal and derelict land, Thomas Telford Ltd, London, 1986, Seite 137 - 153.
- [For88] FORMAZIN, J.: Bebauung von Kippen des Braunkohlentagebaus; Bauplanung-Bautechnik, Jahrgang 42, 1988, Heft 1, Seite 486 - 488
- [Vog03] VOGT, N.: Sicheres Bauen auf verfüllten Tagebaugruben; Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik und Baubetrieb 5, TU Hamburg-Harburg, 2003, Seite 217 – 234.
- [Gal08] GALILÄER, P.; BENNEWITZ, T.: Autobahnbau auf Tagebaukippen im Südraum Leipzig; Straße und Autobahn, Heft 7, 2008, Seite 394 - 402.
- [Köt11] KÖTHER, M.; REEH, F.: *New autobahn through an active opencast mine*. World of Mining – Surface & Underground 63 (6), 2011, Seite 334 - 343.
- [Neh68] NEHRING, H.: Markscheiderische Beobachtung von Kippensetzungen im rheinischen Braunkohlenrevier. Braunkohle, Wärme und Energie 20 (3), 1968, Seite 83 - 91.
- [Kot90] KOTHEN, H.; KNUFINKE, H.: Restsetzungen auf Neulandflächen; Braunkohle 1990 (10), 1990, 24-29.
- [Cha08] CHARLES, J., A.: *The engineering behaviour of fill - the use, misuse and disuse of case histories*; Geotechnique 2008 (58), Heft 7, Seite 541 – 570.
- [Vog12] VOGT, N.; HEYER, D.; BIRLE, E.; VOGT, S.; DAHMEN, D.; KARCHER, C.; VINZELBERG, G.: Neubau der A44 auf einer frischen Tagebaukippe, Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag, Zentrum Geotechnik TU München, Heft 52, Seite 5 - 17.
- [Vog13] VOGT, N.; HEYER, D.; BIRLE, E.; VOGT, S.; DAHMEN, D.; KARCHER, C.; VINZELBERG, G.; EIDAM, F.: *Special Aspects for Building a Motorway on a 185 m Deep Dump*, Proceedings of the 18th ICSMGE, Paris 2013, Seite 1377 - 1380.

- [Bui36] BUISMAN, K.: *Results of Long Duration Settlement Tests*. Proc. 1st ICSMFE, Cambridge, 1936, Seite 103 - 107.
- [Neh98] NEHER, H., P.; VERMEER, P., A.: *Formulation and Application of a Soil Model that Accounts for Creep*; International Journal for Numerical Analysis Methods in Geomechanics, 1998.
- [But79] BUTTERFIELD, R.: *A Natural Compression Law for Soils*; Geotechnique, Jhg. 29, 1979, Heft 4, Seite 469 – 480.
- [Ros68] ROSCOE, K., H.; BURLAND, J., B.: *On the Generalised Behaviour of „Wet“ Clay*; Engineering Plasticity, Cambridge University Press, 1968, Seite 535 – 609.
- [Bri94] BRINKGREVE, R., B., J.: *Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening*; Dissertation, Delft University of Technology, 1994.
- [Suk57] ŠUKLJE, L.: *The Analysis of the Consolidation Process by the Isotache Method*; Proceedins of the 4th ICSMFE, London, 1957, Band 1, Seite 200 – 206.
- [Jan69] JANBU, N.: *The resistance concept applied to soils.*; Proceedings of the 7th ICSMFE, Mexico City, 1969, Band 1, Seite 191 – 196.
- [Haa94] Den HAAN, E., J.: *Vertical Compression of Soils*; Dissertation Delft University, 1994.
- [Bor85] Borja, R., I.; Kavazanjian, E.: *A constitutive model for the  $\sigma$ - $\varepsilon$ - $t$  behaviour of wet clays*; Geotechnique, Jhg. 35, 1985, Heft. 3, Seite 283 – 298
- [Neh08] NEHER, H., P.: *Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung*; Dissertation, Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilungen 60, 1998
- [Ohd39] Ohde, J.: *Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund*; Der Bauingenieur, Jhg. 20, 1939, Seite 451 - 459
- [Mes06] Mesri, G.: *Primary Compression and Secondary Compression*; Proceedings of the CREBS Workshop, Oslo, 2006

# Über die Berücksichtigung großer Bodendeformationen in numerischen Modellen

**Daniel Aubram**

*Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik – Degebo  
Technische Universität Berlin*

---

*Anfangsrandwertprobleme, bei denen große Bodendeformationen und andere damit einhergehende Phänomene auftreten, können mit herkömmlichen Finite Elemente Methoden nicht zufriedenstellend gelöst werden. In dem Beitrag werden alternative numerische Methoden vorgestellt sowie deren kontinuumsmechanische Grundlagen und Implementierung skizziert. Diese Methoden, zu denen auch die Allgemeine Lagrange-Euler (ALE) Methode gehört, besitzen ein erhebliches Forschungspotential auf den Gebieten der Bodenmechanik und des Grundbaus. Dies wird exemplarisch an zwei Rechenbeispielen unter Verwendung der ALE Methode verdeutlicht.*

## 1 Einleitung

Die Prognose des Trag- und Verformungsverhaltens von Grundbauwerken erfordert eine hinreichend genaue Kenntnis über den lokalen Zustand des Bodens sowie eine realitätsnahe Beschreibung des nichtlinearen Bodenverhaltens. Der Bodenzustand einschließlich des Spannungs- und Dichtezustands ist das Ergebnis der Belastungsgeschichte, die sich unter anderem aus der Herstellung des Grundbauwerks bzw. seiner einzelnen Bauteile ergibt. Im Allgemeinen muss daher der Herstellungsprozess im Prognosemodell abgebildet werden, was in der Praxis – wenn überhaupt – nur stark vereinfacht umgesetzt wird.

Geotechnische Herstellungsprozesse sind vielfältig und beinhalten elementare Vorgänge wie beispielsweise Verdrängen, Bearbeiten und Mischen, bei denen große Bodendeformationen auftreten können. Die großen Verformungen gehen häufig einher mit der Entstehung und/oder Veränderung von Kontaktflächen und freien Oberflächen, mit instationären Kontaktbedingungen und mit der Interaktion des Korngerüsts

mit den Porenfluiden. Derartige Problemstellungen sind äußerst komplex und mit herkömmlichen Finite Elemente Methoden (FEM) nicht zufriedenstellend lösbar. Den großen Forschungsbedarf auf diesem Gebiet belegen laufende bzw. kürzlich abgeschlossene Projekte wie die DFG Forschergruppe FOR 1136 (seit 2009) und das Projekt GEO-INSTALL (Europäischen Kommission, 2009-2013).

Der Beitrag ist ein kurzer Abriss der langjährigen Beschäftigung des Autors mit der Thematik. Abschnitt 2 verschafft zunächst einen Überblick über die klassischen und die alternativen und potentiell leistungsfähigeren numerischen Methoden. Grundlagen der kontinuumsbasierten Methoden sowie Aspekte ihrer numerischen Implementierung werden in den Abschnitten 3 und 4 skizziert, wobei insbesondere auf ALE Methoden eingegangen wird. Abschnitt 5 zeigt Ergebnisse von Anwendungsbeispielen einer vom Autor entwickelten ALE Methode für Sand. Der Beitrag endet mit einigen Schlussfolgerungen im Abschnitt 6.

## 2 Übersicht der Methoden

Es gibt grundsätzlich zwei Gruppen von numerischen Methoden, mit denen bodenmechanische oder geotechnische Anfangsrandwertprobleme gelöst werden können. Die erste Gruppe betrachtet den Boden als Anordnung von diskreten Partikeln, während die Methoden der zweiten Gruppe auf der Annahme eines Bodenkontinuums basieren. Bei der kontinuumsbasierten Modellierung gibt es darüber hinaus zwei grundsätzliche Herangehensweisen, nach Lagrange (materialbezogen) und nach Euler (raumbezogen), um die Bewegung und Verformung des Materials zu beschreiben. Eine mögliche hierarchische Klassifikation der im Folgenden vorgestellten Methoden zeigt Abb. 1; siehe auch [Ben92, Mai99, Aub13].

### 2.1 Diskrete Elemente und punktbasierte Methoden

Außenstehenden erscheint die Verwendung eines Bodenkontinuums im Gegensatz zu diskreten Partikeln als weniger „natürlich“. Die wesentlichen Bestandteile der Diskrete Elemente Methode (DEM) [CS79] sind die Partikelanordnung (Korngerüst) und das Kontaktmodell. Das makroskopische Verhalten des Korngerüsts wird bestimmt durch das Kontaktmodell, die Korngrößenverteilung und die Kornform. Zu den momentanen Herausforderungen der DEM zählen die Lösung von realen Problemen mit Millionen Partikeln und die Kopplung mit Porenfluiden. Vielversprechende Arbeiten im Bereich der Bodenmechanik sind jedoch vorhanden [JYH06, OV14].

Numerische Methoden für Kontinua können netzbasiert oder punktbasiert sein. Punktbasierten Methoden ordnen die Lösungsvariablen Lagrange'schen Punktmassen zu und nicht den Elementen eines Berechnungsnetzes. Beispiele sind die Particle-In-Cell (PIC) Methode [Har57] und Smoothed-Particle Hydrodynamics (SPH) [GM77,



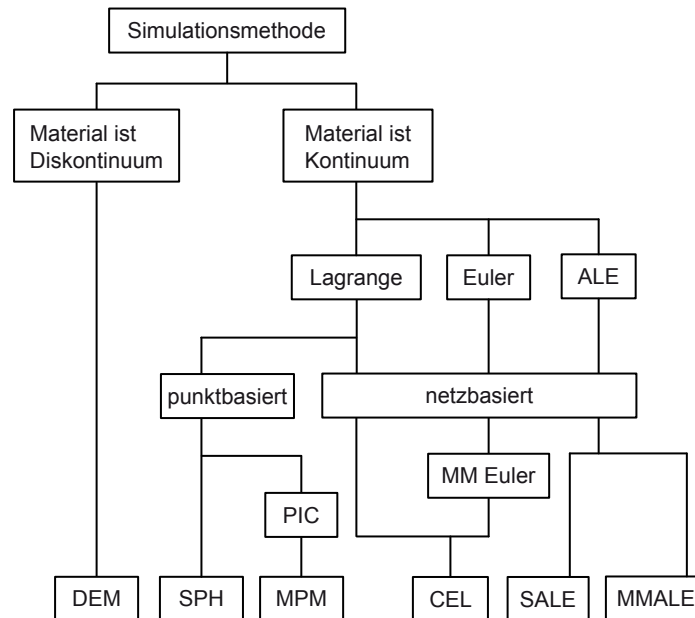


Abbildung 1: Hierarchische Klassifikation ausgewählter Simulationsmethoden.

Luc77]. Diese wurden für Anwendungen in der Festkörper- und Bodenmechanik erweitert [SZS95, Beu12, BFSW11]; die PIC Methode für Festkörper wird auch als Material Point Method (MPM) bezeichnet. Punktbasierte Methoden können sehr große Materialverformungen und die Entstehung neuer Oberflächen abbilden. Schwierigkeiten bereiten die Anhäufung von Materialpunkten bei großen Verformungen, die Modellierung dünnwandiger Strukturen und das geringe Auflösungsvermögen in Bezug auf Gradienten oder Unstetigkeiten der Lösung.

## 2.2 Netzbasierte Lagrange und Euler Methoden

DEM und punktbasierte Methoden sind vergleichsweise jung und daher längst nicht so ausgereift wie netzbasierten Methoden (z.B. FEM). Es hat sich jedoch herausgestellt, dass die Standard-FEM für die numerische Simulation geotechnischer Probleme mit großen Bodendeformationen ungeeignet ist.

Üblicherweise wird für bodenmechanische Problemstellungen die sog. Lagrange FEM eingesetzt, bei der der Beobachter (das Berechnungsnetz) den Materialverformungen folgt. Die Behandlung von pfadabhängigen Materialien und das Verfolgen von Materialrändern ist dadurch sehr einfach, und das Netz passt sich auf natürliche Weise der Lösung an (Adaptivität). Jedoch können große lokale Bodendeformationen starke Elementverzerrungen hervorrufen, welche zu Konvergenzproblemen oder gar zum

Abbruch der Berechnung führen. Das Neuvernetzen und die anschließende Interpolation der Lösung vom alten auf das neue Netz (sog. Rezoning) ist aufwendig und mechanisch inkonsistent. Ungeachtet dessen wurde die Lagrange FEM erfolgreich auf einige geotechnische Problemstellungen mit großen Bodenverformungen angewendet [MT94, HR98].

Unter Verwendung der klassischen Euler Formulierung, die überwiegend in der Strömungsmechanik eingesetzt wird, ist das Netz ortsfest und das Material fließt durch dieses hindurch [BBH96, LDR00]. Große Verformungen bereiten hierbei zwar keine Probleme, allerdings ist die Berücksichtigung von Materialfestigkeit und die Auflösung von freien Oberflächen bzw. instationären Kontaktflächen schwierig. Darüber hinaus bietet ein starres Netz keinerlei Lösungsadaptivität.

### 2.3 Gekoppelte Euler-Lagrange und ALE Methoden

Gegenüber der klassischen FEM versprechen interdisziplinäre Ansätze aus der Computerphysik und der numerischen Strömungsmechanik weitaus größeren Erfolg. Zu den wichtigsten zählen die Allgemeine Lagrange-Euler (engl. Arbitrary Lagrangian-Eulerian; kurz: ALE) Methode [HAC74] und die Gekoppelte Euler-Lagrange (engl. Coupled Eulerian-Lagrangian, kurz: CEL) Methode [Noh64]. Beide Methoden halten die Qualität des Elementnetzes während der Berechnung ohne Neuvernetzen weitestgehend aufrecht, unterscheiden sich jedoch hinsichtlich der Netzdefinitionen (Abb. 2).

Implementierungen der CEL Methode koppeln überlappende, aber sonst unabhängige Euler und Lagrange Netze (Abb. 2). Das Lagrange Netz diskretisiert üblicherweise die Struktur und verformt sich entsprechend mit dieser, während das ortsfeste Euler Netz diejenigen Gebiete abdeckt, in denen große Materialverformungen auftreten. Das kommerzielle FE Programmsystem ABAQUS stellt eine CEL Methode zur Verfügung, die auch tangentialen Kontakt mit Reibung abbilden kann. Erste Anwendungen in der Bodenmechanik liegen vor [HQ10, TLCS12] und bringen das große Potential dieser Methode zum Ausdruck. CEL kann dünnwandige Strukturen ebenso gut abbilden wie sehr große Verformungen und die Entstehung neuer Oberflächen, sofern diese in den Bereich der Euler-Diskretisierung fallen. Das starre Euler Netz bringt jedoch übermäßige numerische Diffusion („Verschmieren“ der Lösung) mit sich im Vergleich zu Methoden, in denen das Netz an die Bewegung des Materials angepasst werden kann.

Bei der ALE Methode stellt das Elementnetz ein Referenzgebiet dar, das sich grundsätzlich unabhängig vom Material bewegen bzw. verformen kann. Elementverzerrungen können dadurch im Zuge der Berechnung kontinuierlich behoben werden, ohne jedoch die Nachteile eines starren Netzes in Kauf nehmen zu müssen. ALE Methoden vereinen die jeweiligen Stärken der klassischen Lagrange und Euler Methoden in einer verallgemeinerten Betrachtungsweise, was sie jedoch erheblich komplexer macht. Beispielsweise müssen eine geeignete Bewegung des Netzes bestimmt und der Materialfluss durch das Netz infolge der Relativbewegung berücksichtigt werden.

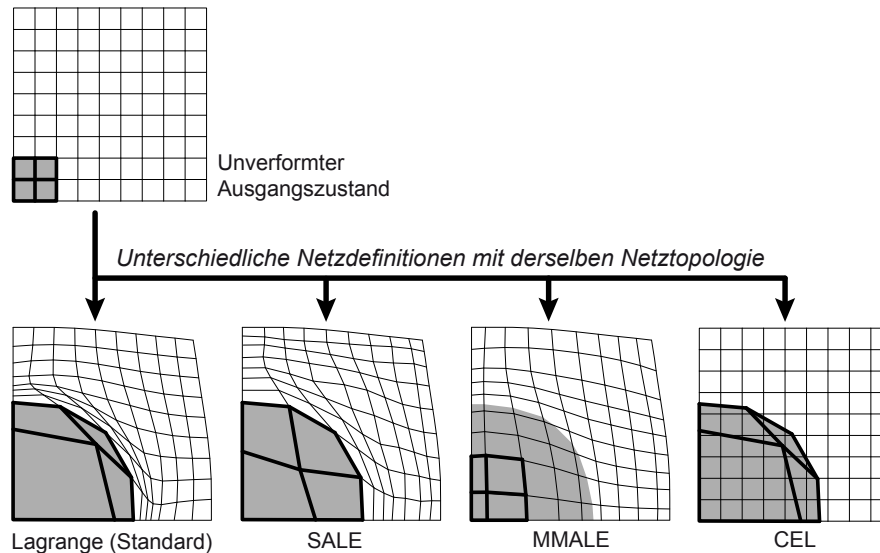


Abbildung 2: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Netzdefinitionen von Lagrange, SALE, MMALE und CEL Methoden. Die Materialzone (grau schraffiert) ist im Ausgangszustand einer Elementgruppe (fett umrandet) zugewiesen.

Hinsichtlich der Vorgehensweise zur Beschreibung von Materialrändern unterscheidet man zwei verschiedene ALE Verfahrensweisen [Ben92, Mai99].

Vereinfachte ALE (engl. Simplified ALE; kurz: SALE) Methoden lösen Materialränder explizit durch Elementränder auf. In jedem Element befindet sich zu jedem Zeitpunkt also nur ein Material (Abb. 2). Mit SALE Methoden können sehr gut solche Problemstellungen simuliert werden, bei denen sich die Gestalt eines materiellen Körpers nicht allzu stark ändert [DYS07, SNC09, SAR08, ARS10, Aub13]. Im Gegensatz dazu können sich bei Multi-Materiellen ALE (MMALE) Methoden und den verwandten Multi-Materiellen (MM) Euler Methoden die Materialränder durch das Netz hindurch bewegen, so dass Elemente potentiell zwei oder mehr Materialien enthalten (Abb. 2). Dies trifft auch für das Euler Netz von CEL Methoden zu. Leerer Raum wird dabei als Material ohne Massendichte und Steifigkeit aufgefasst. MMALE und MM Euler Methoden wurden ursprünglich zur Lösung von kurzzeitdynamischen physikalischen Problemstellungen entwickelt, bei denen sehr große Dehnungsraten auftreten und neue Oberflächen entstehen [Ben92, Mai99]. Aktuell wird in dem vom Autor bearbeiteten Teilprojekt 5 der oben erwähnten DFG Forschergruppe FOR 1136 eine MMALE Methode für wassergesättigten Sand im Bereich niedriger und mittlerer Anregungsgeschwindigkeiten entwickelt [ARS12, ARS14].

Die besonderen Herausforderungen bei MMALE, MM Euler und CEL Methoden ergeben sich aus der Behandlung der multi-materiellen Elemente und der Bereitstellung

eines diskreten Interface-Modells für Materialränder. Die Beziehungen zwischen den Zuständen der Einzelmaterialien und den makroskopischen Variablen auf der Elementebene werden mit Ansätzen aus der Mischungstheorie formuliert. Desweiteren sind sog. topologische Gesetze für die Evolution der Volumenfraktionen innerhalb eines multi-materiellen Elements erforderlich. Der Transport des Materials bzw. seiner Zustandsgrößen durch das Elementnetz wird wie bei SALE Methoden mit Verfahren aus der numerischen Strömungsmechanik umgesetzt. Im Gegensatz zu SALE Methoden fallen die Materialränder bei MMALE und vergleichbaren Methoden i.A. jedoch nicht mit Elementrändern zusammen, sondern müssen z.B. mittels Volume-of-Fluid [HN81] oder Level-Set Methoden [Set96] im Zuge der Berechnung rekonstruiert oder verfolgt werden.

## 2.4 Fazit zu den verschiedenen Methoden

Wie eingangs erwähnt gibt es derzeit keine Methode, mit der sämtliche Phänomene im Zusammenhang mit großen Bodendeformationen zufriedenstellend numerisch simuliert werden können. Jede der hier vorgestellten Methoden hat ihre Stärken und Schwächen, und die meisten besitzen weiterhin ein erhebliches Forschungspotential. Es hängt vor allem von der konkreten Problemstellung ab, welche Klasse von Lösungsmethoden am besten geeignet ist. Die Entscheidung liegt im Ermessen des Anwenders bzw. Entwicklers, jedoch wäre es kurzsichtig, eine Methode grundsätzlich gegenüber anderen vorzuziehen.

# 3 Grundlegendes zur Kontinuumsmechanik

## 3.1 Kinematik und Bilanzgleichungen

Kontinuumsbasierte Methoden für Problemstellungen mit großen Materialverformungen haben einen reichhaltigen mathematischen und physikalischen Hintergrund. Der folgende Abschnitt führt einige grundlegende Gleichungen der Kontinuumsmechanik auf, wobei eine moderne differentialgeometrische Herangehensweise gewählt wird. Weitere Details befinden sich in [Aub09, Aub13].

Es sei  $\mathcal{I} \subset \mathbb{R}$  ein Zeitintervall, und die Familie von Einbettungen  $\varphi_t : \mathcal{B} \rightarrow \mathcal{S}$  mit  $t \in \mathcal{I}$  und  $\varphi_t(\cdot) = \varphi(\cdot, t)$  bei festem  $t$  sei die Bewegung eines materiellen Körpers  $\mathcal{B}$  im umgebenden, nicht notwendigerweise Euklidischen Raum  $\mathcal{S}$ . Materialpartikel werden mit  $X \in \mathcal{B}$  und Raumpunkte mit  $x \in \mathcal{S}$  bezeichnet, so dass  $x = \varphi(X, t)$  der Ort des Partikels  $X$  zum Zeitpunkt  $t$  ist. Sei  $\mathbf{v}(x, t)$  das räumliche (oder Euler) Geschwindigkeitsfeld von  $\varphi$ , mit  $x = \varphi(X, t)$ , dann ist das materielle (oder Lagrange) Geschwindigkeitsfeld definiert durch die Komposition  $\mathbf{V}_t(X) = (\mathbf{v}_t \circ \varphi_t)(X)$ . Allgemeiner gilt, dass ein zeitabhängiges Tensorfeld mit räumlicher Darstellung  $q(x, t)$  die materielle Darstellung  $Q_t = q_t \circ \varphi_t$  besitzt, mit  $Q_t(X) = Q(X, t)$ . Der räumliche

Geschwindigkeitsgradient  $\nabla \mathbf{v} = \mathbf{d} + \boldsymbol{\omega}$  besteht aus dem symmetrischen Anteil  $\mathbf{d}$ , der sog. räumlichen Deformationsgeschwindigkeit, und dem antisymmetrischen Anteil  $\boldsymbol{\omega}$ .

Eine beliebige Teilmenge  $\mathcal{R} \subset \mathcal{S}$  heißt Referenzgebiet, falls Diffeomorphismen  $\Psi_t : \mathcal{R} \rightarrow \mathcal{B}$  und  $\Phi_t : \mathcal{R} \rightarrow \varphi_t(\mathcal{B})$  für jedes  $t \in \mathcal{I}$  derart existieren, dass

$$\varphi_t = \Phi_t \circ \Psi_t^{-1}. \quad (1)$$

Ein Diffeomorphismus ist dabei eine stetig differenzierbare Punktabbildung mit stetig differenzierbarer Inverse. Es sei  $\mathbf{w}(x, t)$  die räumliche Geschwindigkeit von  $\Phi_t$  und  $\vartheta(\chi, t)$  die Geschwindigkeit von  $\Psi_t^{-1}$  an jedem Referenzpunkt  $\chi \in \mathcal{R}$ , dann gilt

$$\mathbf{v}_t - \mathbf{w}_t = \Phi_{t*} \vartheta_t. \quad (2)$$

Hierin ist  $\Phi_{t*}$  der Pushforward-Operator bezüglich  $\Phi_t$  [Aub09] und  $\mathbf{c}_t = \Phi_{t*} \vartheta_t$  definiert die sog. konvektive Geschwindigkeit auf  $\mathcal{S}$ , d.h.  $\mathbf{c}_t(x) = \mathbf{c}(x, t)$  ist ein räumliches Vektorfeld.

Die materielle Zeitableitung des räumlichen Feldes  $q(x, t)$  an  $x \in \mathcal{S}$  ist definiert durch

$$\dot{q}(x, t) = \left. \frac{\partial q}{\partial t} \right|_x (x, t) + (\nabla_{\mathbf{v}} q)(x, t), \quad (3)$$

mit  $x = \varphi(X, t)$ . Der Term  $\frac{\partial}{\partial t} q$  ist die lokale bzw. räumliche Zeitableitung und  $\nabla_{\mathbf{v}} q$  bezeichnet die kovariante Ableitung von  $q$  in Richtung  $\mathbf{v}$ . Falls man nun die referentielle (oder ALE) Darstellung  $\hat{q}(\chi, t)$  eines zeitabhängigen Feldes definiert durch dessen räumliche Darstellung  $q_t = \hat{q}_t \circ \Phi_t^{-1}$ , so folgt aus den vorangegangenen Gleichungen der fundamentale ALE Operator

$$\dot{q} = \frac{\partial \hat{q}}{\partial t} \circ \Phi_t^{-1} + \nabla_{\mathbf{c}} q = f(\dots). \quad (4)$$

$f(\dots)$  bezeichnet eine Quelle bzw. Evolutionsgleichung. Die Komposition des ersten Terms auf der rechten Seite mit der Inverse der Abbildung  $\Phi_t$  ist dem Umstand geschuldet, dass  $\frac{\partial}{\partial t} \hat{q}$  an Referenzpunkten  $\chi$  und nicht an Raumpunkten  $x$  definiert ist. Um die ALE Formulierung eines Anfangsrandwertproblems wie z.B. das der Pfahlpennetration in Sand zu erhalten, muss man jede materielle Zeitableitung in den Bilanzgleichungen und in allen anderen grundlegenden Gleichungen durch den ALE Operator (4) ersetzen. Die allgemeine Bilanzgleichung besitzt dann die Form

$$\frac{\partial \hat{q}}{\partial t} \circ \Phi_t^{-1} + \nabla_{\mathbf{c}} q = b + \operatorname{div} \mathbf{u} - q \operatorname{div} \mathbf{v}, \quad (5)$$

worin die Funktionen  $b(x, t)$  und  $\mathbf{u}(x, t)$  jeweils Quellen pro Einheitsvolumen und Einheitsfläche und  $\operatorname{div}$  den Divergenz-Operator auf dem umgebenden Raum darstellen.

### 3.2 Materialmodelle

Ein Anfangsrandwertproblem wird definiert durch ein System von Bilanzgleichungen sowie Anfangs-, Rand- und gegebenenfalls Kontaktbedingungen. Für eine eindeutige Lösung müssen darüber hinaus Beziehungen zwischen den abhängigen und

den unabhängigen Variablen des Problems angegeben werden. Hierzu zählen auch Materialmodelle, die bei einer nicht-Lagrange'schen Betrachtungsweise aufgrund der fehlenden Information der Verformungsgeschichte vorzugsweise in Raten-Form vorliegen. Insbesondere das mechanische Verhalten von rolligen Böden ist sehr komplex und hängt nicht nur vom Spannungs- und Dichtezustand ab, sondern auch von der Materialgeschichte aufgrund monotoner oder zyklischer Beanspruchung, von struktureller Anisotropie, Wassersättigung und den Drainagebedingungen. Beispielhaft sei hier trockener Sand mit isotropem Verhalten betrachtet.

Bislang gibt es nur wenige Materialmodelle, die das mechanische Verhalten von Sand bei großen Verformungen über weite Bereich von Spannungs- und Dichtezuständen mit nur einem Parametersatz abbilden können. Eines ist das hypoplastische Stoffgesetz nach von Wolffersdorff [Wol96] mit der Erweiterung nach Niemunis und Herle [NH97]:

$$\dot{\sigma}^{ZJ} = \mathbf{h}(\sigma, e, \delta, \mathbf{d}). \quad (6)$$

Der Zustand des Sandes wird beschrieben durch die Cauchy-Spannung  $\sigma$ , die Porenzahl  $e$  und einen sog. intergranularen Dehnungstensor  $\delta$ , der die jüngste Materialgeschichte abbildet. Für  $e$  und  $\delta$  werden ebenfalls Evolutionsgleichungen angegeben [NH97]. Die Zaremba-Jaumann Rate der Cauchy-Spannung,  $\dot{\sigma}^{ZJ} = \dot{\sigma} + \sigma \cdot \omega - \omega \cdot \sigma$ , garantiert die Objektivität des räumlich dargestellten Materialmodells.

## 4 Lagrange-plus-Remap Strategie

Die meisten der im Abschnitt 2 aufgeführten kontinuumsbasierten Simulationen verwenden für ihre numerische Implementierung eine sog. Lagrange-plus-Remap oder Operator-Split Strategie [Ben92]. Für ALE Methoden kann diese konzeptionell als Aufspaltung des Operators (4) geschrieben werden:

$$\dot{q} = f(\dots) \quad \text{und} \quad \frac{\partial \hat{q}}{\partial t} \circ \Phi_t^{-1} + \nabla_{\mathbf{c}} q = 0. \quad (7)$$

Die Größe  $q$  repräsentiert hierbei alle Variablen der Lösung, deren zeitliche Entwicklung durch eine Evolutionsgleichung angegeben wird. Generell können durch einen Operator-Split einfachere und robustere Algorithmen verwendet werden als für das monolithische Problem. Bei der Lagrange-plus-Remap Strategie besteht die inkrementelle Lösung in der Zeit aus insgesamt drei Schritten.

Im ersten Schritt, dem Lagrange Schritt, wird Gl. (7)<sub>1</sub> auf herkömmliche Weise mit den für Festkörper gängigen Methoden gelöst. Ein wesentlicher Aspekt ist dabei die Gewährleistung der Objektivität des Integrationsalgorithmus für das Materialmodell z.B. in Form von Gl. (6). Man spricht in diesem Zusammenhang auch von inkrementeller Objektivität [HW80] und meint damit, dass bei finiten Starrkörperrotationen die Integration der betrachteten Variablen über einen Zeitschritt exakt sein muss. Für mitrotierenden Raten, die in den meisten Codes implementiert sind und zu denen auch die

objektive Zaremba-Jaumann Rate gehört, sind inkrementell-objektive Integrationsalgorithmen verfügbar, deren Kerne sich nicht von den herkömmlichen Algorithmen für infinitesimale Verformungen unterscheiden [Aub13].

Nach dem Lagrange Schritt wird der Remap, d.h. die Abbildung der Lösung auf ein neues Netz durchgeführt. Zunächst werden in einem zweiten Schritt die nach dem Lagrange Schritt aufgetretenen Elementverzerrungen reduziert, indem das Netz bei unveränderter Topologie entweder geglättet (ALE) oder in seinen ursprünglichen Zustand zurückgesetzt wird (Euler), oder aber ein gänzlich neues Netz generiert wird (Lagrange mit Rezoning). Im dritten Lösungsschritt werden schließlich die Lösungsvariablen auf das modifizierte Netz übertragen. Bei ALE Methoden wird hierbei die Transportgleichung  $(7)_2$  mit Hilfe von Algorithmen aus der numerischen Strömungsmechanik gelöst. Die Konvektionsalgorithmen sollten konservativ und bei multi-materiellen Elementen (vgl. MMALE) zugleich in der Lage sein, die Verteilung der unterschiedlichen Materialphasen innerhalb des Elements zu berücksichtigen. Konservativ bedeutet hierbei, dass während des Transportschritts das Integral der materialbezogenen Größen bezüglich der jeweiligen Materialphase konstant ist.

## 5 Anwendungsbeispiele

Um das Potential der in diesem Beitrag vorgestellten Methoden zu verdeutlichen, werden im folgenden Abschnitt die Ergebnisse zweier Anwendungsbeispiele präsentiert. Diese wurden mit Hilfe einer vom Autor entwickelten ALE Methode für die Penetration in Sand berechnet, die auf der im Abschnitt 4 erläuterten Lagrange-plus-Remap Strategie basiert [Aub13]. In der ALE Methode ist das hypoplastische Stoffgesetz mit intergranularer Dehnung (6) implementiert. Die Aufrechterhaltung der Netzqualität von strukturierten und unstrukturierten Dreiecksnetzen über beliebig geformte ebene Gebiete gelingt iterativ mit Hilfe eines optimierungsbasierten Algorithmus. Darüber hinaus wurde ein effizienter konservativer Transportalgorithmus vom Godunov-Typ implementiert, um die Berechnung des Gradienten in Gl.  $(7)_2$  zu umgehen.

Abb. 3 links zeigt die Ergebnisse der Bildauswertung eines im Glaskasten durchgeführten Modellversuchs mit einem kleinmaßstäblichen Streifenfundament ( $B = 15$  cm) auf einem anfangs dicht gelagerten ( $I_{D0} = 0.78$ ), trockenen und gewaschenen Grobsand. Das Fundamentmodell lagert im Ausgangszustand ohne Einbettung auf der horizontalen Bodenoberfläche. Die bezogene Penetrationstiefe im dargestellten Zustand beträgt  $z/B = 0.55$ . Aus der in Abb. 3 links gezeigten Verteilung der maximalen Scherdehnungsrate lassen sich die typischen Scherfugen im Bruchzustand deutlich erkennen. In Abb. 3 rechts sind die Ergebnisse der Nachrechnung desselben Modellversuchs mit der ALE Methode dargestellt. Für die Nachrechnung wurden die hypoplastischen Stoffparameter des verwendeten Sandes nach Angaben aus der Literatur abgeschätzt. Wie bei den Ergebnissen des Modellversuchs lassen sich die Bruchfugen deutlich erkennen. Ebenso gut stimmen die Hebungen der Geländeoberfläche überein.

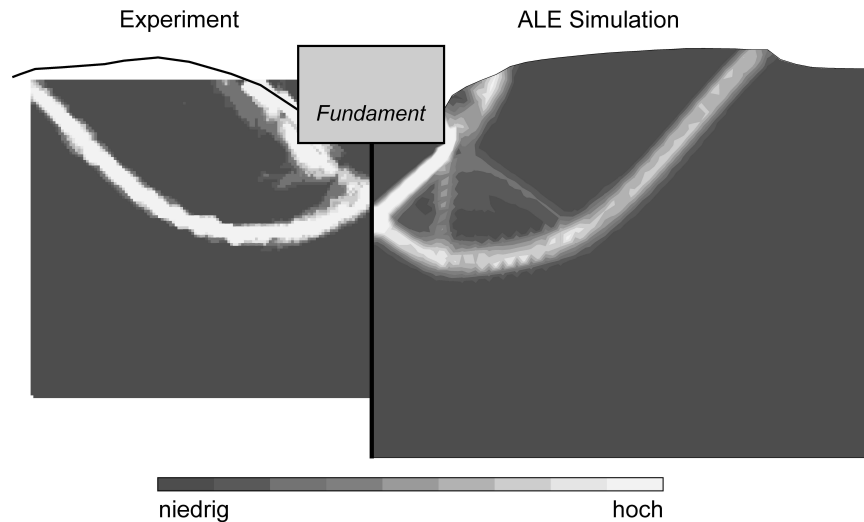


Abbildung 3: Verteilung der maximalen Scherdehnungsrate in einem anfangs dicht gelagerten Sand ( $I_{D0} = 0.78$ ) unter einem Streifenfundament bei einer bezogenen Eindringtiefe  $z/B = 0.55$ . Bildauswertung eines Modellversuchs (links) und ALE Simulation des Modellversuchs (rechts).

Ergebnisse der ALE Simulation einer quasi-statischen Pfahleindringung in Sand zeigt Abb. 4. Der Pfahl mit Durchmesser  $D$  wird als starr und glatt modelliert und die Porenzahl des Sandes im Anfangszustand beträgt  $e_0 = 0.678$  ( $I_{D0} = 0.34$ ). Die Anfangskonfiguration besitzt eine sehr einfache Geometrie, weil die Penetration an der Geländeoberfläche beginnt. Wie im vorangegangenen Beispiel sind der Eindringkörper und die Bodenoberfläche im FE Modell mit Kontaktelementen überzogen. Das axialsymmetrische Modell besitzt ca. 65000 Freiheitsgrade. Aus Abb. 4 ist ersichtlich, dass während der Pfahleindringung der anfangs locker gelagerte Sand entlang des Pfahlschafes weiter auflockert, während er sich unterhalb des Pfahlfußes verdichtet. Im Endzustand ist das Volumen der Aufwölbungen an der Bodenoberfläche etwas kleiner als das des eingedrungenen Pfahls, was insgesamt auf eine Verdichtung des Bodens in der Umgebung des Pfahls schließen lässt.

## 6 Schlussfolgerungen

Die Anwendungsbeispiele verdeutlichen die Leistungsfähigkeit der ALE Methode bei der Simulation großer Bodendeformationen. Es ist zu betonen, dass die Beispiele mit herkömmlichen Lagrange Methoden nur mit ständigem Neuvernetzen (Rezoning) gerechnet werden könnten. Ohne Netzanpassung bricht die Berechnung aufgrund zu



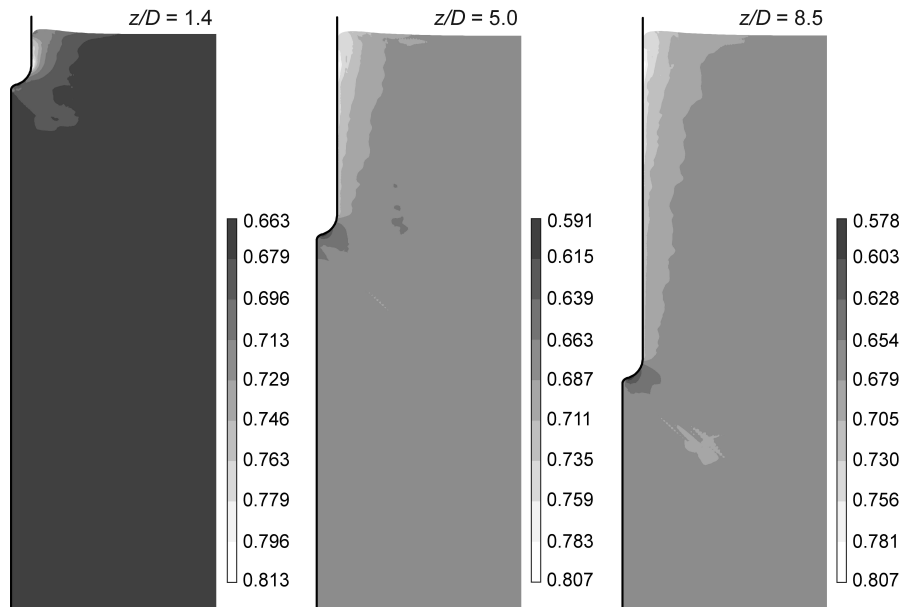


Abbildung 4: Quasi-statische Penetration eines starren glatten Pfahls in anfangs locker gelagerten Sand ( $e_0 = 0.678$ ,  $I_{D0} = 0.34$ ). Verteilung der Porenzahl bei verschiedenen bezogenen Eindringtiefen  $z/D$ .

großer Elementverzerrungen bereits nach geringen Eindringtiefen ab. Bei stumpfer Pfahlspitze und noch größeren Eindringtiefen müsste auch bei der hier eingesetzten vereinfachten ALE Methode das Gebiet neu vernetzt werden. In solchen Fällen wären die in der Arbeit ebenfalls vorgestellten MMALE und CEL Methoden oder auch punktbasierte Verfahren wie MPM und SPH erfolversprechender, hierfür besteht jedoch weiterer Forschungsbedarf.

## Danksagung

Die vorgestellten Arbeiten wurden gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG Sachbeihilfen SA 310/21-1, SA 310/21-2 und SA 310/26-1), unter anderem im Rahmen der DFG Forschergruppe FOR 1136, wofür an dieser Stelle herzlich gedankt sei.

## Literatur

- [ARS10] AUBRAM, D. ; RACKWITZ, F. ; SAVIDIS, S. A.: An ALE Finite Element Method for Cohesionless Soil at Large Strains: Computational Aspects and Applications. In: BENZ, T. (Hrsg.) ; NORDAL, S. (Hrsg.): *Proceedings 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2010)*, Taylor & Francis Group, London, UK, 2010, S. 245–250
- [ARS12] AUBRAM, D. ; RACKWITZ, F. ; SAVIDIS, S. A.: A Multi-Material ALE Method for Vibro-Injection Pile Installation in Saturated Sand. In: *Proceedings 6th European Conference on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering (ECCOMAS 2012), September 10-14, 2012, Vienna, Austria*, 2012. – (extended abstract 1725)
- [ARS14] AUBRAM, D. ; RACKWITZ, F. ; SAVIDIS, S. A.: Numerical and experimental investigation of vibro-injection pile installation in sand. In: *Proceedings Workshops of the DFG Research Unit FOR 1136 GeoTech 'Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes'*, 2014. – (in Vorbereitung)
- [Aub09] AUBRAM, D.: *Differential Geometry Applied to Continuum Mechanics*. Shaker Verlag, Aachen, 2009 (Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin 44). <http://opus.kobv.de/tuberlin/volltexte/2009/2270/>
- [Aub13] AUBRAM, D.: *An Arbitrary Lagrangian-Eulerian Method for Penetration into Sand at Finite Deformation*. Shaker Verlag, Aachen, 2013 (Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin 62)
- [BBH96] BERG, P. van d. ; BORST, R. de ; HUÉTINK, H.: An Eulerian Finite Element Model for Penetration in Layered Soil. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 20 (1996), S. 865–886
- [Ben92] BENSON, D. J.: Computational Methods in Lagrangian and Eulerian Hydrocodes. In: *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 99 (1992), Nr. 2-3, S. 235–394
- [Beu12] BEUTH, L.: *Formulation and Application of a Quasi-Static Material Point Method*, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Universität Stuttgart, Germany, Dissertation, 2012
- [BFSW11] BUI, H. H. ; FUKAGAWA, R. ; SAKO, K. ; WELLS, J. C.: Slope stability analysis and discontinuous slope failure simulation by elasto-plastic smoothed particle hydrodynamics (SPH). In: *Géotechnique* 61 (2011), Nr. 7, S. 565–574

- [CS79] CUNDALL, P. A. ; STRACK, O. D. L.: A discrete numerical model for granular assemblies. In: *Géotechnique* 29 (1979), Nr. 1, S. 47–65
- [DYS07] DI, Y. ; YANG, J. ; SATO, T.: An Operator-Split ALE Model for Large Deformation Analysis of Geomaterials. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 31 (2007), S. 1375–1399
- [GM77] GINGOLD, R. A. ; MONAGHAN, J. J.: Smoothed particle hydrodynamics: Theory and application to non-spherical stars. In: *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society* 181 (1977), S. 375–389
- [HAC74] HIRT, C. W. ; AMSDEN, A. A. ; COOK, J. L.: An Arbitrary Lagrangian-Eulerian Computing Method for all Flow Speeds. In: *Journal of Computational Physics* 14 (1974), S. 227–253
- [Har57] HARLOW, F. H.: Hydrodynamic Problems Involving Large Fluid Distortions. In: *Journal of the Association for Computing Machinery* 4 (1957), Nr. 2, S. 137–142
- [HN81] HIRT, C. W. ; NICHOLS, B. D.: Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries. In: *Journal of Computational Physics* 39 (1981), S. 201–225
- [HQ10] HENKE, S. ; QIU, G.: Zum Absetzvorgang von Offshore-Hubplattformen. In: *Geotechnik* 33 (2010), Nr. 3, S. 284–292
- [HR98] HU, Y. ; RANDOLPH, M. F.: A practical numerical approach for large deformation problems in soil. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 22 (1998), S. 327–350
- [HW80] HUGHES, T. J. R. ; WINGET, J.: Finite Rotation Effects in Numerical Integration of Rate Constitutive Equations Arising in Large-Deformation Analysis. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 15 (1980), Nr. 12, S. 1862–1867
- [JYH06] JIANG, M. J. ; YU, H.-S. ; HARRIS, D.: Discrete element modelling of deep penetration in granular soils. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 30 (2006), S. 335–361
- [LDR00] LIYANAPATHIRANA, D. S. ; DEEKS, A. J. ; RANDOLPH, M. F.: Numerical modelling of large deformations associated with driving of open-ended piles. In: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 24 (2000), S. 1079–1101
- [Luc77] LUCY, L. B.: A numerical approach to the testing of the fission hypothesis. In: *The Astronomical Journal* 82 (1977), S. 1013–1024
- [Mai99] MAIR, H. U.: Review: Hydrocodes for Structural Response to Underwater Explosions. In: *Shock and Vibration* 6 (1999), S. 81–96

- [MT94] MABSOUT, M. E. ; TASSOULAS, J. L.: A finite element model for the simulation of pile driving. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 37 (1994), S. 257–278
- [NH97] NIEMUNIS, A. ; HERLE, I.: Hypoplastic Model for Cohesionless Soils with Elastic Strain Range. In: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 2 (1997), S. 279–299
- [Noh64] NOH, W. F.: CEL: A Time-Dependent, Two-Space-Dimensional, Coupled Eulerian-Lagrange Code. In: *Methods in Computational Physics. Advances in Research and Applications. Volume 3: Fundamental Methods in Hydrodynamics*. Academic Press, New York and London, 1964, S. 117–179
- [OV14] OBERMAYR, M. ; VRETTOS, Ch.: Anwendung der Diskrete-Elemente-Methode zur Vorhersage von Kräften bei der Bodenbearbeitung. In: *Geotechnik* 36 (2014), Nr. 4, S. 231–242
- [SAR08] SAVIDIS, S. A. ; AUBRAM, D. ; RACKWITZ, F.: Arbitrary Lagrangian-Eulerian Finite Element Formulation for Geotechnical Construction Processes. In: *Journal of Theoretical and Applied Mechanics* 38 (2008), Nr. 1-2, S. 165–194
- [Set96] SETHIAN, J. A.: *Level Set Methods: Evolving Interfaces in Geometry, Fluid Mechanics, Computer Vision and Material Science*. Cambridge University Press, 1996
- [SNC09] SHENG, D. ; NAZEM, M. ; CARTER, J. P.: Some computational aspects for solving deep penetration problems in geomechanics. In: *Computational Mechanics* 44 (2009), S. 549–561
- [SZS95] SULSKY, D. ; ZHOU, S.-J. ; SCHREYER, H. L.: Application of a particle-in-cell method to solid mechanics. In: *Computer Physics Communications* 87 (1995), S. 236–252
- [TLCS12] THO, K. K. ; LEUNG, C. F. ; CHOW, Y. K. ; SWADDIWUDHIPONG, S.: Eulerian Finite-Element Technique for Analysis of Jack-Up Spudcan Penetration. In: *International Journal of Geomechanics* 12 (2012), Nr. 1, S. 64–73
- [Wol96] WOLFFERSDORFF, P.-A. von: A Hypoplastic Relation for Granular Materials with a Predefined Limit State Surface. In: *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 1 (1996), S. 251–271

# **Die Gefrierkernmethode - Weiterentwicklung des Erkundungsverfahrens zur geohydraulischen Charakterisierung von Sohlsedimenten**

**D. Straßer<sup>1</sup>, H.-J. Lensing<sup>1</sup>,  
D. Richter<sup>2</sup>, S. Frank<sup>2</sup>, N. Goldscheider<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>*Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)*

<sup>2</sup>*Institut für Angewandte Geowissenschaften – Karlsruher Institut für Technologie (KIT)*

---

*Zur geohydraulischen Charakterisierung von Gewässersohlsedimenten wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) eine Kombination aus Gefrierkernprobenahme und nachfolgenden Laborversuchen (Permeameterversuche) an den gewonnenen ungestörten Proben durchgeführt. Die Ergebnisse der Versuche bestätigen die Eignung der Methode zur Bestimmung einer räumlich hochaufgelösten, tiefenorientierten, vertikalen und horizontalen Verteilung der hydraulischen Durchlässigkeit von Sohlsedimenten sowie deren Anisotropie.*

## **1 Einleitung**

Im Zuge des Verkehrsprojekts Deutsche Einheit Nr. 17 erfolgt seit Anfang 2013 eine Vertiefung der Fahrrinne des Nedlitzer Durchstichs, einem nordwestlich von Potsdam gelegenen Teil des Sacrow-Paretzer Kanals. Die hydraulische Verbindung von Oberflächenwasser und Grundwasser ist für das komplette Ressourcenmanagement des nahegelegenen Wasserwerks, das im Wesentlichen Uferfiltrat aus dem Bereich des Nedlitzer Durchstichs fördert, von großer Bedeutung. Im Hinblick auf die Rolle der Gewässersohle als Filtermedium, insbesondere für die Wasserqualität, sind möglichst genaue Kenntnisse über deren Aufbau und geohydraulischen Eigenschaften erforderlich.

Nach Schälchli [Sch93] wirkt die Gewässersohle als Filtermedium, das bei Infiltration von Oberflächenwasser in den Grundwasserleiter Feinpartikel des Sickerwassers zurückhält, wodurch der Porenraum verringert, die Filterschicht verfestigt und die Durchlässigkeit reduziert wird. Dieser Prozess wird als Kolmation bezeichnet

und ist als Schlüsselgröße des Interaktionsprozesses zwischen Oberflächenwasser und Grundwasser zu sehen.

Neben den Wasserinhaltsstoffen, den hydraulischen und biologischen Verhältnissen sowie Störeinflüssen (z.B. durch Schifffahrt) hat der sedimentäre Aufbau der Gewässersohle einen maßgeblichen Einfluss auf den Grad der Kolmation [Hee88]. Hierzu zählen die Korngrößenverteilung, die Porosität, die Kornoberfläche und die Morphologie sowie die hydraulische Durchlässigkeit und die Anisotropie.

Vor Beginn der Vertiefung der Gewässersohle wurde im Rahmen eines Forschungsvorhabens der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) und des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) die Funktion der Gewässersohle als hydraulischer Widerstand, mit besonderem Augenmerk auf die Anisotropie, untersucht.

Zur qualifizierten Probenahme der Lockersedimente wurde die Gefrierkernmethode verwendet. Die Gefrierkerntechnik ermöglicht die Gewinnung von Gefüge-intaktem, ungestörtem Probenmaterial, welches anschließend für weitere Laboruntersuchungen zur Verfügung steht. In diesem Zusammenhang wurde ein auf die Gefrierkernprobenahme aufbauendes Laborprogramm konzipiert und getestet, das es ermöglicht die hydraulische Durchlässigkeit sowie die Anisotropie der Gewässersohle räumlich hochaufgelöst und tiefenorientiert zu bestimmen.

Zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes von Lockersedimenten stehen verschiedene Methoden zur Verfügung (vgl. u.a. [PS75]). Man unterscheidet zwischen indirekten Verfahren, bei denen die hydraulische Durchlässigkeit ( $k_f$ ) aus der Korngrößenverteilung bestimmt wird, und direkten Verfahren, zu denen die durchgeführten Permeameterversuche zählen. Im Gegensatz zu indirekten Verfahren können durch die direkten Versuche an ungestörtem Probenmaterial Aussagen über die hydraulische Durchlässigkeit der Sedimente unter natürlichen Lagerungsbedingungen getroffen werden. Sohlsedimenteigenschaften, wie beispielsweise die Lagerungsdichte oder vorhandene Biofilme, die die natürliche hydraulische Durchlässigkeit der Sedimente verringern, können somit untersucht werden. Dass die Sedimentstruktur, z.B. durch Feinschichtung oder Einregelung, einen erheblichen Einfluss auf die Durchlässigkeit der Gewässersohle hat, zeigte u.a. bereits Chen [Ch00] bei seiner Arbeit über die Bestimmung der hydraulischen Durchlässigkeit einer Fließgewässersohle durch Infiltrationsversuche. Weiterhin ist mit indirekten Verfahren keine Differenzierung nach horizontaler oder vertikaler Verteilung des Durchlässigkeitsbeiwertes möglich. Permeameterversuche an entsprechend orientiert entnommenen Proben bieten diese Möglichkeit. Aus diesen Gründen bietet sich eine Kombination der Gefrierkernprobenahme und der Durchführung von Permeameterversuchen zur hydraulischen Charakterisierung von Gewässersohlen an.

## 2 Untersuchungsgebiet

Die für die Untersuchungen herangezogenen Proben wurden aus der Sohle des Nedlitzer Durchstichs und des Weißen Sees, Teilen des Sacrow-Paretzer-Kanals (SPK-km 19,90 bis 21,00), entnommen. Dieser ist Teil der Unteren-Havel-Wasserstraße, die die Oder und die Elbe miteinander verbindet. Das Untersuchungs-

gebiet liegt etwa 5 km nordwestlich von Potsdam im Bundesland Brandenburg (Abbildung 1).



Abbildung 1: Lage des Untersuchungsgebiets „Nedlitzer-Durchstich“.

## 2.1 Hydrologie und Hydrogeologie

In der Umgebung des Nedlitzer Durchstichs bilden holozäne Talsande den oberen Aquifer. Der Kanaldurchstich ist nicht gedichtet und steht deshalb in direktem Kontakt mit dem Grundwasserleiter. Im Zuge der Vorbereitungen für die Ausbaumaßnahmen wurden von der BAW zahlreiche Erkundungsbohrungen im Untersuchungsgebiet abgeteuft. Durch die Bohrungen konnte die obere Gewässersohle, je nach Standort, als Faulschlamm, Mutterboden oder Aufschüttungen beschrieben werden. Unterhalb dieser Schicht folgen Fein- bis Mittelsande mit z.T. schluffigen, grobsandigen und kiesigen Anteilen. Geschiebemergel tritt in den Sandschichten in linsenförmigen Einlagerungen auf. Dabei handelt es sich um stark schluffigen, schwach tonigen, z.T. schwach kiesigen, stark kalkhaltigen Sand bzw. tonigen, feinsandigen, stark kalkhaltigen Schluff. Im Bereich der Fahrrinne wurde hauptsächlich Faulschlamm, zum Teil schluffig, zum Teil sandig mit vorwiegend flüssiger bis sehr weicher Konsistenz angesprochen. Darunter liegend bildet eine Geschiebemergelschicht einen Grundwassergeringleiter. In Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau wird die hydraulische Durchlässigkeit der Mergelschicht mit  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s angegeben und die Durchlässigkeit der darüber liegenden Feinsande mit  $1 \cdot 10^{-5}$  m/s [BAW99]. Der Nedlitzer Durchstich ist etwa 1,1 km lang, die durchschnittliche Tiefe beträgt 3,5 m. Der Wasserspiegel im Nedlitzer Durchstich liegt bei 29,2 mNN [BAW99]. Nur wenige hundert Meter südlich des Kanals befindet sich ein Wasserwerk, das aus dem weitgehend unbedeckten Grundwasserleiter über 5000 m<sup>3</sup> Wasser

pro Tag fördert. Die lokale Absenkung der Grundwasseroberfläche an den Förderbrunnen auf ca. 24 mNN führt zu einem steilen hydraulischen Gradienten zwischen Pumpbrunnen und Oberflächengewässer.

### 3 Erkundungsmethoden und Versuchsergebnisse

Während drei Messkampagnen im Zeitraum zwischen Dezember 2012 und Oktober 2013 wurden aus der Gewässersohle im Bereich des Nedlitzer Durchstichs insgesamt 44 Gefrierkerne entnommen (Abbildung 2). Nachstehend werden die Gefrierkernprobenahme, die Gewinnung von Laborproben aus den Gefrierkernen, sowie daran durchgeführte Laboruntersuchungen beschrieben.

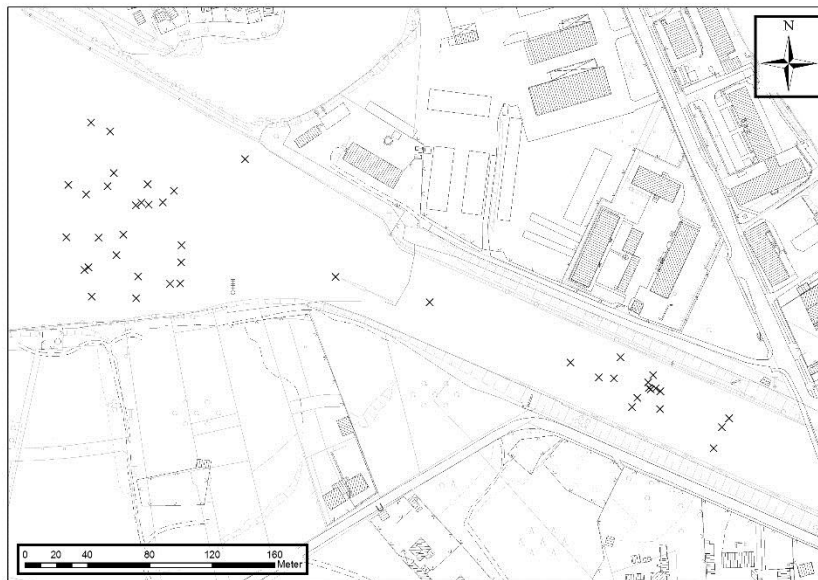


Abbildung 2: Probenahmepunkte am Nedlitzer Durchstich.

#### 3.1 Gefrierkernprobenahme

Zur Entnahme von ungestörten Proben aus Ablagerungen mit fehlender oder nur geringer Kohäsion, insbesondere aus wassergesättigten Sanden und weichen Schluffen und Tonen, sind herkömmliche Entnahmetechniken nicht geeignet. Beim Einbringen der Entnahmegерäte oder beim Herausziehen der Geräte zerfließen die Proben oder gehen verloren [SK98]. Dies kann durch das Gefrieren der Proben vor oder während der Entnahme verhindert werden.



Bereits 1948 erkannte Bishop [Bis48] die Notwendigkeit einer qualitativ hochwertigen Probennahme, als er, aufbauend auf Arbeiten von Hvorslev, folgende Anforderungen an ungestörte Proben stellte:

- ungestörte Bodenstruktur
- keine Änderung des Wassergehalts oder des Porenvolumens
- keine Änderung der Bestandteile oder der chemischen Zusammensetzung des Bodens

Eine erste Methode, einen festen Sedimentkern von Seesedimenten mit Hilfe eines Kühlmediums zu gewinnen, entwickelte Shapiro 1958 [Sha58]. Ab den 1970er Jahren wurde die Gefrierkernmethode zu einer weit verbreiteten Technik, insbesondere in der Limnologie und Paläolimnologie. Arbeiten zu diesem Thema verfasste unter anderem Swain [Swa78]. Dabei wurde die Sedimentprobe vom Kühlmittel umflossen, gefror dabei und konnte dann entnommen werden. Eine Weiterentwicklung dieser Technik stellt die Gefrierlanze dar. Das Kühlmittel zirkuliert in der innen hohlen Lanze, wodurch es zum Anfrieren des Sediments an die Außenseite der Lanze kommt. Das gefrorene Sediment kann dann mitsamt der Lanze entnommen werden. Dieses Prinzip wurde u.a. von Stocker [Sto72] beschrieben, wobei auch erstmals flüssiger Stickstoff als Kühlmittel eingesetzt wurde. Eine auf dem Aufbau von Stocker basierende Weiterentwicklung wird auch von der BAW eingesetzt.

### 3.1.1 Versuchsgrundlagen und Durchführung

Für die Probennahme in Potsdam wurde eine spitz zulaufende, innen hohle Gefrierlanze mit einem Durchmesser von 4,5 cm und einer Länge von 100 cm verwendet. Zur Gewinnung der Proben kann die Gefrierkernlanze durch mehrere Metallrohre, mit innen liegender Stickstoffleitung, bis über die Wasseroberfläche verlängert und vom Schiff aus bis zur Gewässersohle abgesenkt werden.

Beim Absenken der Lanze bis zur Gewässersohle ist darauf zu achten, die Lanze möglichst senkrecht und vorsichtig auf dieser aufzusetzen, um ein Aufwirbeln von Feinpartikeln zu verhindern. Die Gefrierkernlanze wird anschließend mit einem Fallgewicht schrittweise bis zur Strömungsschutzplatte in das Sediment eingebracht. Nach dem Einbringen wird der Verbindungsschlauch zum Stickstoffdruckbehälter an die innenliegende Stickstoffleitung angeschlossen. Der zugeführte, flüssige Stickstoff ( $-196^{\circ}\text{C}$ ) gelangt in die Gefrierkernlanze, verdampft dort und entweicht wieder über das Verlängerungsrohr in die Atmosphäre. Abbildung 3 zeigt schematisch das Prinzip einer Gefrierkernprobennahme.

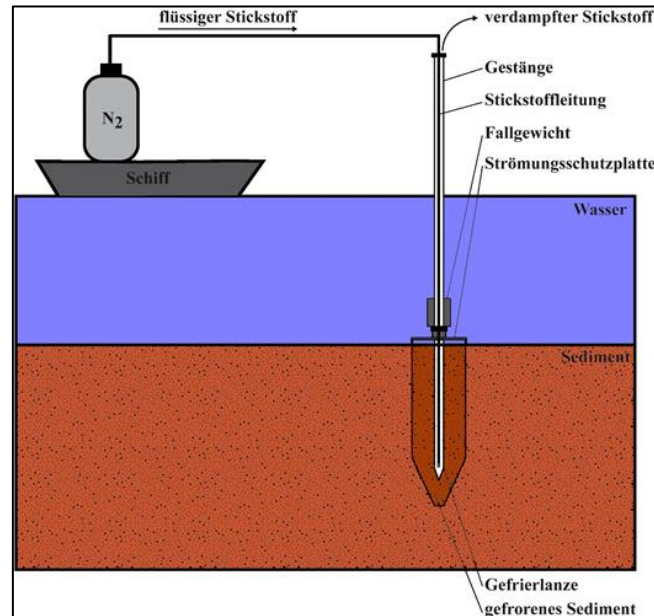


Abbildung 3: Schematische Darstellung einer Gefrierkernprobenahme.

Nach ca. 30 – 40 Minuten Gefrierzeit kann der an der Lanze festgefrorene Bodenkörper geborgen werden. In Abhängigkeit von der Kornverteilung der Sedimente, der Gefrierdauer, des eingestellten Stickstoffflusses und der Wassertemperatur weisen die Gefrierkerne einen Durchmesser von 20 bis max. 40 cm auf. Der Verbrauch an flüssigem Stickstoff beträgt pro Kern etwa 40 Liter [Esp14]. Nach der Entnahme der Gefrierkerne mit Hilfe eines Greifers wurden diese einer visuellen Bodenansprache unterzogen und entsprechend in Teilproben zerlegt, welche im gefrorenen Zustand aufbewahrt und für die weiterführenden Laboruntersuchungen aufbereitet wurden.

### 3.1.2 Qualität der Gefrierkernproben

Während der Messkampagne in Potsdam wurde festgestellt, dass trotz aller Vorteile, die die Gefrierkernmethode bietet, eine komplett ungestörte Probenahme, wie in der Literatur beschrieben, nahezu unmöglich ist. Untersuchungen von Niederreiter [Nie99] zeigen, dass es schon beim Einrammen der Lanze in den Untergrund zu leichter Aufwirbelung von Feinsedimenten an der Sohlfläche kommt. An den entnommenen Proben wurde außerdem eine von der Kornzusammensetzung der Sedimente abhängige Gefügezerstörung durch die Lanze beobachtet. Dabei wird das Sediment, das im unmittelbaren Kontakt zur Lanze steht, bei deren Einrammen mit nach unten gedrückt (Abbildung 4).



Abbildung 4: Teil einer aufgeschnittenen Gefrierkernprobe mit sichtbarer, durch Einschlagen der Lanze verursachte, Veränderung der Lagerungsverhältnisse.

Als nahezu ungestört kann so nur das Probenmaterial ab wenigen Zentimetern Entfernung von der Gefrierlanze betrachtet werden. Dies muss bei der Beprobung für weiterführende Laboruntersuchungen beachtet werden. Nach Sego et al. [Seg94] überstehen das Korngefüge und der Porenraum von reinen Sanden und Kiesen, trotz einer Volumenausdehnung des gefrierenden Wassers um ca. 9 Vol.-%, den Gefriervorgang unbeschadet. Dass das Gefrieren und Wiederauftauen keinen signifikanten Einfluss auf das Volumen und die Festigkeit eines Probenkörpers aus wassergesättigten Sand haben, sofern das verdrängte Porenwasser beim Gefriervorgang frei abfließen kann und die Umschließungsdrücke beim Einfrieren und Auftauen erhalten bleiben, konnten Singh et al. [Sin92] zeigen. Vor diesem Hintergrund kann davon ausgegangen werden, dass es im Rahmen dieser Untersuchungen der Gewässersole zu keinen relevanten verfahrensbedingten Fehlern bei der Probennahme gekommen ist und so bei den Laboruntersuchungen repräsentative Ergebnisse erzielt werden konnten.

### 3.2 Entnahme von Laborproben aus den Gefrierkernen

Zur Durchführung weiterführender Laborversuche müssen die im Gelände gewonnenen, tiefgefrorenen Proben aufgetaut werden. Hierzu werden die Probenstücke im noch gefrorenen Zustand mit einer Folie umwickelt und anschließend in Sand eingebettet. Der Sand und die Folie stabilisieren die Probe und halten einen Außendruck aufrecht, sodass es während des Auftauprozesses zu keinen Verformungen oder Setzungen kommt. Die Folie verhindert zusätzlich eine Vermischung der Probe

mit dem Sand und dämmt zudem ein Entweichen des noch in der Probe enthaltenen Wassers ein (Abbildung 5).



Abbildung 5: Gefrorene Sedimentpakete werden für die Durchführung von Permeameterversuchen aufbereitet.

Nach dem Auftauen der Probe können Stechzylinder in das Sediment eingedrückt werden. Je nach Orientierung des Stechzylinders konnten aus dem Sedimentkörper sowohl horizontale als auch vertikale Proben entnommen werden, wodurch weiterführend die Bestimmung der hydraulischen Anisotropie des Sedimentkörpers möglich ist. Die verwendeten Stechzylinder aus Edelstahl haben einen Durchmesser von 5 cm und besitzen am unteren Ende eine Schneide, um ein leichteres und störungsfreies Eindringen zu ermöglichen. Die Länge der verwendeten Stechzylinder beträgt ebenfalls etwa 5 cm. Bei der Probenahme muss darauf geachtet werden die Zylinder in möglichst großem Abstand zur Gefrierlanze einzudrücken, um Kontakt zu eventuell gestörten Bereichen zu vermeiden. Weiterhin ist der Zylinder zur Vermeidung möglicher späterer Randumläufigkeiten bei den Permeameterversuchen gerade und in einem Zug einzudrücken.

### 3.3 Permeameterversuche

Mit Durchflussmessungen in Permeametern kann die hydraulische Durchlässigkeit sowohl von ungestörten als auch gestörten Sedimentproben bestimmt werden. Bei Verwendung von ungestörten Lockersedimentproben geben die Versuchsergebnisse Auskunft über die hydraulische Durchlässigkeit unter natürlichen Lagerungsverhältnissen. Alle Permeameterversuche des Projekts wurden mit Proben, die hauptsächlich aus Fein- und Mittelsand bestehen, durchgeführt, weshalb nach von Soost [Soo08] eine Versuchsanlage mit veränderlichem hydraulischem Gefälle gewählt wurde. Um einer etwaigen Bildung von Gasblasen, die zur Verstopfung

eines Teils des Porenraumes führen können, vorzubeugen wurde dazu entgastes Wasser verwendet.

### 3.3.1 Versuchsgrundlagen und Durchführung

Die Durchlässigkeitsversuche zur Bestimmung des  $k_f$ -Wertes erfolgten in Anlehnung an DIN 18130-1 [DIN98] und an die Versuchsbeschreibung von Langguth & Voigt [LV04]. Das hydraulische Gefälle wurde entsprechend dem Filtergesetz nach Darcy [Dar56] so gewählt, dass während der Versuchsdurchführung laminare Strömungsverhältnisse vorherrschen. Die Probenabmessungen und damit die Stechzylinder wurden konform zu DIN 18130-1 [DIN98] gewählt. Diese schreibt ein Verhältnis von Größtkorn zu Probendurchmesser von mindestens 1:10 und von Größtkorn zu Probenhöhe von mindestens 1:5 vor. Dadurch soll ein möglicher Einfluss von kleinskaliger Heterogenität des Probenmaterials auf das Versuchsergebnis ausgeschlossen werden. In Abbildung 6 ist eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaus zu sehen.

Eine Abweichung gegenüber der in der Norm vorgegebenen Vorgehensweise ist die Durchströmung der Probe von oben nach unten. Dies war nötig um versuchsbegleitend die Veränderung der natürlichen Lagerungsdichte durch den Wasserdurchfluss sowie den Einfluss von künstlicher Verdichtung der Probe auf den  $k_f$ -Wert zu ermitteln. Vergleichsuntersuchungen, bei denen unverdichtete, aufgesättigte Proben von unten nach oben durchströmt wurden, zeigten keine Unterschiede bezüglich der zu Beginn ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte.

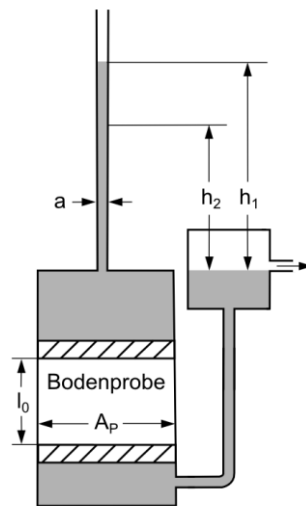


Abbildung 6: Schematischer Aufbau eines Permeameterversuchs (Probe von oben nach unten durchströmt).

### 3.2.2 Berechnungsverfahren

Nach DIN 18130-1 [DIN98] lässt sich der Durchlässigkeitsbeiwert nach folgender Formel berechnen:

$$k_f = \frac{a \cdot l_0}{A_p \cdot \Delta t} * \ln \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \quad \text{in} \left[ \frac{m}{s} \right]$$

Dabei gilt:

- $a$ : Querschnittsfläche des Standrohres  $[m^2]$
- $l_0$ : Höhe des Probenkörpers  $[m]$
- $h_1$ : auf den Probenauslauf bezogener Wasserstand im Standrohr bei Versuchsbeginn
- $h_2$ : auf den Probenauslauf bezogener Wasserstand im Standrohr bei Versuchsende
- $A_p$ : Querschnittsfläche des Probenkörpers  $[m^2]$
- $\Delta t$ : Messzeitspanne  $[s]$

Da die Viskosität des Wassers temperaturabhängig ist und deshalb bei gleichem hydraulischen Gradienten die Fließgeschwindigkeit und damit der  $k_f$ -Wert von der Temperatur beeinflusst wird, wurde eine „Temperaturkorrektur“ der Werte durchgeführt, um die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche später mit den aus der Kornverteilung berechneten Durchlässigkeitsbeiwerten und mit Literaturwerten vergleichen zu können [LV04]. Nach DIN 18130-1 [DIN98] kann der  $k_f$ -Wert auf eine Vergleichstemperatur von 10°C nach folgender Formel korrigiert werden:

$$k_{f,10^\circ C} = \frac{1,359}{1+0,0337 \cdot T + 0,00022 \cdot T^2} k_f = \alpha * k_f \quad \text{in} \left[ \frac{m}{s} \right]$$

Dabei gilt:

- $T$ : Wassertemperatur beim Versuch  $[^\circ C]$
- $k_f$ : aus Versuch ermittelter Durchlässigkeitsbeiwert  $[m/s]$
- $\alpha$ : Temperatur-Korrekturbeiwert  $[-]$
- $k_{f,10^\circ C}$ : Durchlässigkeitsbeiwert bei 10°C  $[m/s]$

## 4 Ergebnisse und Diskussion

Die an den Proben aus dem Bereich des Nedlitzer Durchstichs ermittelten Werte für die vertikale hydraulische Durchlässigkeit ( $k_{f,v}$ ) erstrecken sich über einen Bereich von  $1,95 \cdot 10^{-7}$  m/s bis  $3,46 \cdot 10^{-5}$  m/s. Für die horizontale hydraulische Durchlässigkeit ( $k_{f,h}$ ) wurden Werte zwischen  $2,55 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $6,65 \cdot 10^{-5}$  m/s ermittelt. Die durch-

schnittliche hydraulische Durchlässigkeit beträgt in vertikaler Richtung  $9,81 \cdot 10^{-6}$  m/s und in horizontaler Richtung  $2,54 \cdot 10^{-6}$  m/s.

Der ermittelte Anisotropiefaktor ( $k_h/k_v$ ) variiert für verschiedene untersuchte Schichten zwischen 0,25 und 15,9 und beträgt im Mittel 4,58. Im Allgemeinen wurde festgestellt, dass der Grad der Anisotropie mit zunehmender Tiefe jedoch abnimmt, die vertikale hydraulische Durchlässigkeit mit steigender Tiefe zunimmt. Dies kann durch eine vorhandene Kolmation der Gewässersohle im Untersuchungsgebiet erklärt werden. Speziell der oberste Bereich der Gewässersohle, bis zu einer Tiefe von etwa 10 cm, weist teilweise eine stark verringerte vertikale hydraulische Durchlässigkeit im Vergleich zu den darunter liegenden Bereichen auf.

Durch die Untersuchungen in Potsdam-Nedlitz konnte gezeigt werden, dass die Kombination aus Gefrierkernprobenname und nachfolgenden Permeameterversuchen an den gewonnenen Proben ein geeignetes Werkzeug darstellt, um eine geohydraulische Charakterisierung von Gewässersohlsedimente durchzuführen.

## Literatur

- [BAW99] BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU: *Baugrund- und Gründungsgutachten, Untere Havel-Wasserstraße - Sacrow-Paretzer Kanal - km 19,90 bis km 23,30*, Gutachten, 1999
- [Be64] BEYER, Wolfgang: Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. IN: *Wasserwirtschaft-Wassertechnik* 14(1964), S. 165-168
- [Bis48] BISHOP, A.: A New Sampling Tool For Use In Cohesionless Sands Below Ground Water Level, IN: *Géotechnique* 1(1948), S. 125-131
- [Che00] CHEN, Xunhong: Measurement of streambed hydraulic conductivity and its anisotropy, IN: *Environmental Geology* 39(2000), S. 1317-1324
- [Dar56] DARCY, Henry: *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, 1956
- [DIN98] DIN 18130-1: *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes*, Beuth Verlag, 1998
- [Esp14] ESPOSITO, Michael; Andrus, Ronald; Camp, William: Ground Freezing and Sampling of Pleistocene Sand near Charleston, South Carolina, IN: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 140(2014), S. 185-193
- [Ha93] HAZEN, Allen: Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration, IN: *Twenty-fourth annual report state border health Massachusetts*, S. 541-556, 1893

- [Hee88] HEEGER, Dietwolf: *Untersuchungen zur Kolmationsentwicklung in Fließgewässern. Ein Beitrag zur Methodik der hydrogeologischen Erkundung*. Bergakademie Freiberg, Dissertation, 1988
- [LV04] LANGGUTH, Hans-Robert.; Voigt, Rudolf: *Hydrogeologische Methoden (2. Ausg.)*, Springer Verlag, 2004
- [Nie99] NIEDERREITER, R.: Der Freeze-Panel Sampler (Frost-Platten Sammler) - Ein neues korngößenunabhängiges Verfahren zur Entnahme gefügeintakter oberflächennaher Urproben aus wassergesättigten Lockersedimenten, IN: *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung*, 1999
- [PS75] PEKDEGER, Asaf; Schulz, Horst: Ein Methodenvergleich zur Laborbestimmung des kf-Wertes von Sanden, IN: *Meyniana* 27(1975), S. 35-40
- [Sau09] SAUEREGER, Georg: *Untersuchung von Kolmationsprozessen in der freien Fließstrecke der Lutz mittels eines physikalischen Modells*. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, 2009
- [Sch93] SCHÄLCHLI, Ulrich: *Die Kolmation von Fliessgewässersohlen: Prozesse und Berechnungsgrundlagen*. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, 1993
- [SK98] SCHREINER, Matthias; Kreysing, Klaus: *Geotechnik Hydrogeologie - Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten (Bd. 4)*, Springer-Verlag, 1998
- [Seg94] SEGO, David C.; Robertson, Peter K.; Sasitharan, S.; Kilpatrick, B. L.; Pillai, V. S.: Ground freezing and sampling of foundation soils at Duncan Dam, IN: *Canadian Geotechnical Journal*, 31(1994), Nr.6, S. 939-950
- [Sha58] SHAPIRO, J.: The core-freezer - A new sampler for lake sediments, IN: *Ecology* 39(1956), S. 758
- [Sin82] SINGH, Sukhmander; Seed, Bolton; Chan, Clarence K.: Undisturbed sampling of saturated Sands by freezing, IN: *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(1982), Nr. 2, S. 247-264
- [Soo08] VON SOOS, Paul: *Eigenschaften von Boden und Fels - ihre Ermittlung im Labor; K. J. Witt, Grundbau Taschenbuch, Teil I: Geotechnische Grundlagen*, Ernst & Sohn, 2008
- [Sto72] STOCKER, Z. S.: A freezing core method for describing the vertical distribution of sediments in a streambed, IN: *Limnology & Oceanography* 17(1972), S. 136-138



- [Swa78] SWAIN, Albert M.: Environmental changes during the past 2000 years in north-central Wisconsin: analysis of pollen, charcoal and seeds from varved lake sediments, IN: *Quaternary Research* 10(1978), S. 55-68



# Nutzung von Verfahren der Bildanalyse zur Baugrundbeurteilung

**M. Wacker, T. Neumann, J. Engel, G. Gräfe**

*HTW Dresden*

---

*Moderne Verfahren der Bildverarbeitung erlauben die automatische Analyse von Digitalaufnahmen und die Erkennung und numerische Beschreibung von unterschiedlichen Mustern. Der Beitrag behandelt erste Schritte zur Nutzung dieser Methoden für geotechnische Zwecke. Dabei liegt der Schwerpunkt auf der Entwicklung praxistauglicher Methoden unter Berücksichtigung der bekannten Arbeitsweisen und Erfahrungen. Voraussetzung dafür ist die Sicherung einer ausreichenden Qualität der Digitalbilder. Zu diesem Zweck wurde eine entsprechende Vorrichtung entwickelt. Mittels spezieller Algorithmen und der Einbindung in ein Datenmanagementsystem ist ein System entstanden, das durch Anlernen und die Sammlung von Daten eine zunehmende Verbesserung der Prognosequalität ermöglicht.*

## 1 Einleitung

### 1.1 Geotechnische Eigenschaften von Boden und Fels

Die Eigenschaften von Boden und Fels als Baugrund oder Baustoff müssen durch Kennziffern erfasst werden. Grundlage dafür sind Stoffgesetze, mit denen das Verhalten mathematisch beschrieben werden kann, sowie experimentelle Verfahren zur Durchführung von Messungen, mit denen sich die erforderlichen Kennwerte bestimmen lassen. In Bezug auf die Praxis in den geotechnischen Versuchsanstalten haben sich spezielle Untersuchungsmethoden etabliert, wobei auch regionale Besonderheiten und Erfahrungen eine Rolle spielen.

Durch Einbeziehung von Erfahrungen, Korrelationen und anderen Näherungen lässt sich die Datengrundlage bei der Festlegung charakteristischer Kennwerte wesentlich erhöhen. In Abb. 1 sind die Schritte zur Ableitung der charakteristischen und der Bemessungswerte in Anlehnung an den EC 7 dargestellt. Korrelationen und Erfahrungen dürfen als „abgeleitete Werte“ berücksichtigt werden.

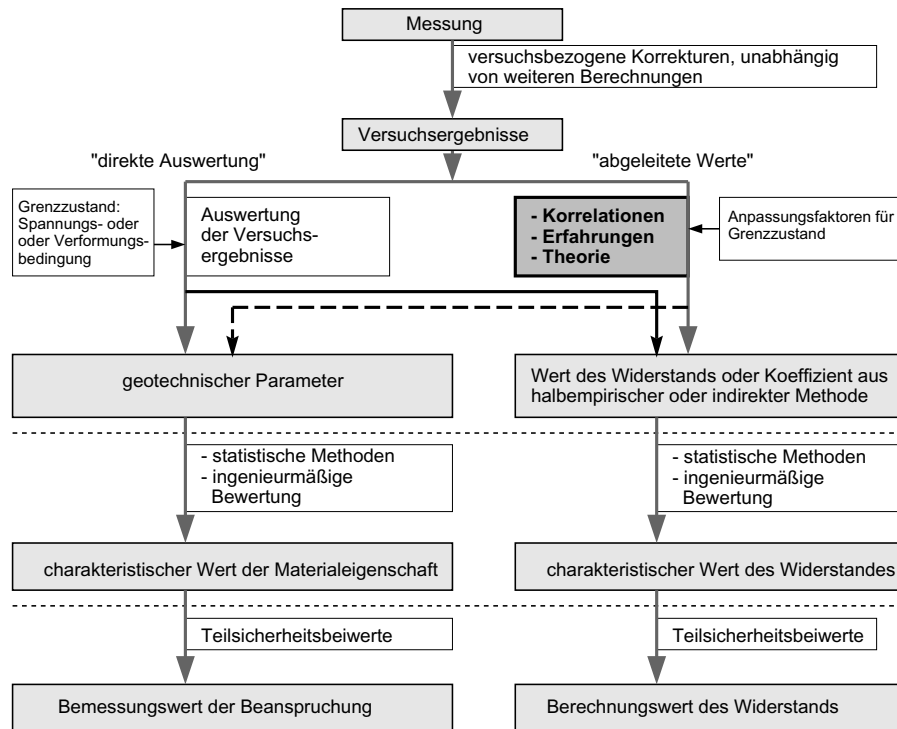


Abbildung 1: Schematischer Ablauf bei der Ermittlung von Bemessungswerten, Einfluss von Korrelationen und Erfahrungen

Kennzeichnend für die Lösung geotechnischer Aufgaben ist oft eine Vorgehensweise, die Erfahrungswerte mit quantitativen Aussagen kombiniert. Erfahrungen zu sammeln und weiterzugeben ist ein unverzichtbarer Teil der geotechnischen Arbeitsweise. Dies ist die Grundlage für die Bereitstellung verbesserter Werkzeuge für die sichere und wirtschaftliche Bemessung von Bauwerken. Nicht zuletzt kann die systematische Nutzung von Erfahrungen auch ein Wettbewerbsvorteil sein.

Tabelle 1: Beschreibung der Druckfestigkeit und Einteilung der *Verwitterungsgrade* im Feld

Bezeichnung	Untersuchungsverfahren in situ	einaxiale Druckfestigkeit $q_u$ in MN/m <sup>2</sup>
außerordentlich gering, <i>zersetzt</i>	mit Fingernagel leicht ritzbar, kann mit Hand gelöst werden, plastifiziert in Wasser	$< 1,0$
sehr gering, <i>stark entfestigt</i>	mit Messer gut ritzbar, zerbröckeln bei Hammerschlägen, Rückprallhammer $R_m \approx 0$	$1,0 \leq q_u < 5,0$
gering, <i>mäßig entfestigt</i>	mit Messer schwer ritzbar, durch feste Schläge mit Hammer schwach einkerbbar, dumpfer Klang, $R_m < 10 \dots 15$	$5,0 \leq q_u < 25,0$
mäßig hoch, <i>angewittert</i>	mit Messer nicht ritzbar, durch einen festen Hammerschlag zu zerbrechen, wenig heller Klang, $R_m \approx 10 \dots 30$	$25,0 \leq q_u < 50,0$
hoch, <i>unverwittert</i>	mehrere Hammerschläge zum Zerbrechen, heller Klang, $R_m \approx 20 \dots 40$	$50,0 \leq q_u < 100,0$
sehr hoch	sehr viele Hammerschläge erforderlich zum Zerbrechen, sehr heller Klang	$100,0 \leq q_u < 250,0$
außerordentlich hoch	durch Schläge mit dem Geologenhammer lösen sich nur Splitter, sehr heller Klang	$250,0 \leq q_u$

In Bezug auf die Bewertung der Eigenschaften von Boden und Fels liegt der Benennung und Beschreibung des Materials eine Vorstellung über die Größenordnung bestimmter Eigenschaften zugrunde. Ein Beispiel dafür ist die begriffliche Beschreibung der Festigkeit und des Verwitterungsgrads von Fels, z. B. nach Tabelle 1. Eine Zuordnung von Spannweiten eines Kennwerts zu einer begrifflichen Beschreibung setzt voraus,

1. dass eine bestimmte Eigenschaft, die als wichtig für ein Material anerkannt ist, mit umgangssprachlichen oder Fachbegriffen von vielen beteiligten Fachleuten in ähnlicher Art beschrieben, und
2. die Eigenschaft durch eine messbare Größe oder einen abgeleiteten Kennwert beschrieben werden kann. Es muss dafür ein Untersuchungsverfahren und eine Vorschrift zur Auswertung zugrunde liegen.

Diese Vorgehensweise ermöglicht die Berücksichtigung von Erfahrungen und die Optimierung des Untersuchungsaufwands.

## 1.2 Geotechnisches Modell

In den letzten Jahrzehnten sind die numerischen Verfahren der Geotechnik wesentlich weiterentwickelt worden. Es ist mittlerweile möglich, dreidimensionale Problemstellungen mit einem vertretbaren Aufwand numerisch zu modellieren. Zur Bereitstel-

lung der erforderlichen Informationen für die Erstellung dreidimensionaler Baugrundmodelle fehlen ähnliche leistungsfähige und praktisch einsetzbare Verfahren. Da der Aufwand für die Erkundung und Untersuchung des Baugrunds in vielen Fällen eher reduziert wird, entsteht eine zunehmende Diskrepanz zwischen vorhandener Informationsdichte und rechnerischer Modellierung.

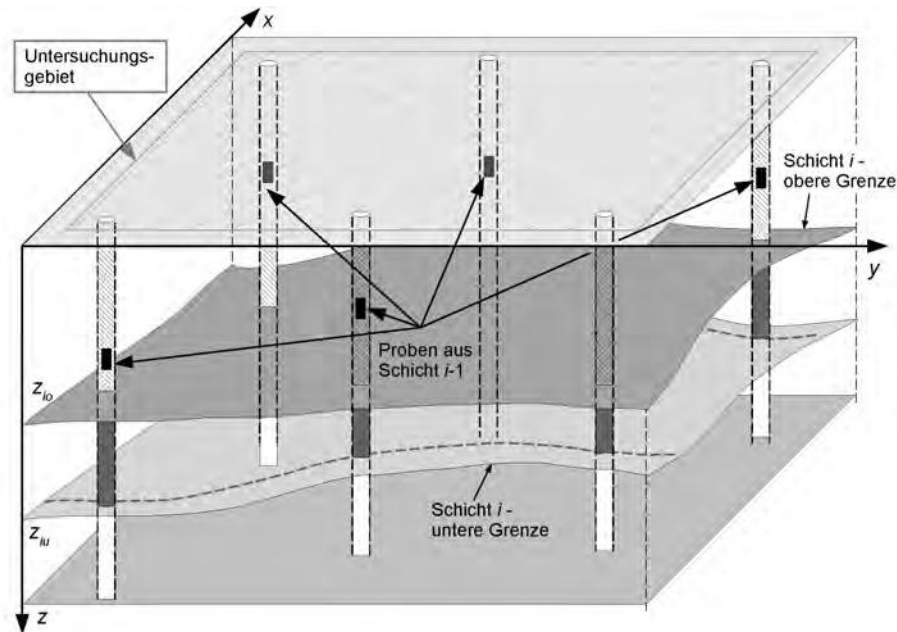


Abbildung 2: Baugrundsichtung und geotechnisches Modell

Ein wichtiger Aspekt der Nutzung gesammelter Erfahrungen ist die Ableitung eines der Aufgabenstellung angepassten geotechnischen Modells. Dafür ist der Untergrund zunächst zu erkunden und auf Grundlage der Bewertung der Eigenschaften in Homogenbereiche zu unterteilen, die zahlenmäßig durch Kennwerte beschrieben werden.

Der erste Schritt ist die Benennung und Beschreibung und die Festlegung von Schichtgrenzen. Im Unterschied zur geologischen Idealisierung des Untergrunds sind die Schichtgrenzen so festzulegen, dass die für das Bauvorhaben maßgebenden Einflüsse berücksichtigt werden.

Der Umfang spezieller Materialuntersuchungen und Messungen zur Ermittlung von Arbeitslinien des Baugrunds wird wegen des hohen technischen und zeitlichen Aufwands meist auf ein Minimum begrenzt. Mit den Ergebnissen von Untersuchungen an wenigen Stichproben müssen die Eigenschaften von ausgedehnten Bereichen des Untergrunds beschrieben werden. Statistische Verfahren können wegen der begrenzten Anzahl der Stichproben nur selten eingesetzt werden.

Deshalb wird in der Geo- und Umwelttechnik seit vielen Jahrzehnten an der Entwicklung effektiver Verfahren gearbeitet, die mit wenig Zeit- und Kostenaufwand die gesuchten Kennwerte liefern. Zwei unterschiedliche Vorgehensweisen sind üblich:

1. Messung von wenigen, einfach bestimmbareren Leitparametern, die mit den interessierenden Kennziffern über Korrelationen verknüpft sind,
2. indirekte Messungen, bei denen aus der Antwort des Systems auf eine definierte Einwirkung auf die Eigenschaften geschlossen wird.

Bei beiden Vorgehensweisen ist die Kalibrierung der Methode erforderlich. Dazu werden für ein Untersuchungsgebiet an ausgewählten Stichproben Messungen durchgeführt und die Ergebnisse miteinander in Beziehung gebracht. Typische Beispiele für dieses Vorgehen sind die Methoden zur Ableitung der Eigenschaften des Gebirges bei Fels. Neben den Kenngrößen, die an kleine Gesteinsprüfkörpern ermittelt werden, ist in besonderem Maße das Trennflächengefüge zu berücksichtigen. Für die Bewertung der Gebirgseigenschaften von Fels spielt der RQD-Wert eine wichtige Rolle. Er ist eine einfach durch Ausmessen am Bohrkern bestimmbare Größe.

### 1.3 Baugrundaufschlüsse – Dokumentation, Interpretation

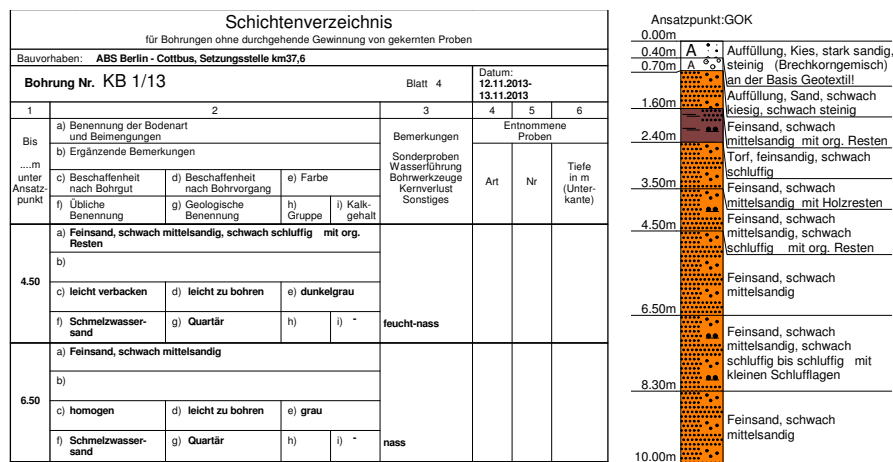


Abbildung 3: Schichtenverzeichnis und Bohrprofil

Die Ergebnisse von Aufschlüssen werden in Formularen erfasst und in der Regel fotografisch dokumentiert. Abb. 3 zeigt ein Beispiel für die Dokumentation der Aufschluss-ergebnisse mittels Schichtenverzeichnis und die grafische Darstellung als Bohrprofil.

Während für die Erfassung und Darstellung einheitliche Vorgaben in Normen und Regelwerken zusammengestellt sind, wird die fotografische Dokumentation vielfach



Abbildung 4: Kernkiste mit erbohrten Bodenschichten

lediglich zum Nachweis der erbrachten Leistung genutzt. Die Aufnahme einer Kernkiste mit Beschriftung ist in Abbildung 4 dargestellt.

## 2 Nutzung von Informationsverarbeitung und Bildanalyse

### 2.1 Projekt-Archiv-Geotechnik PrAG

Seit mehreren Jahren wird am Fachgebiet Geotechnik am Aufbau eines Informationsmanagementsystems für Geotechnik und Umwelt gearbeitet. Der Beginn der Entwicklung war zunächst auf die automatische Erfassung und Auswertung von Laborversuchen ausgerichtet. Schrittweise ist aus dem Anfangsdatenmodell ein Konzept entwickelt worden, mit dem es möglich wird, bisher dezentral und individuell abgelegte Daten in einem zentralen Server zu sammeln. Bei der Entwicklung wurde versucht, auch die seit vielen Jahrzehnten gesammelten Erfahrungen zu berücksichtigen.

Mit dem in Abb. 5 dargestellten Datenkonzept ist es möglich, die Informationen im Zusammenhang mit der Bewertung des Untergrunds nach den Kategorien *Versuch*, *Probe* und *Schicht* zu unterteilen. Diese Zuordnung erfordert den Aufbau unterschiedlicher Datenstrukturen und die Entwicklung von Algorithmen zur

1. automatischen Interpretation von Ergebnissen einzelner Versuche zur Ableitung von Kennwerten der Probe,
2. der Berücksichtigung von anderweitig erfassten Kennwerten von Proben,
3. der Zusammenführung und Interpretation von Probendaten zur Ableitung von Kennwerten einer Schicht und
4. der Sicherung der Konsistenz der Daten innerhalb des gesamten Systems PrAG.



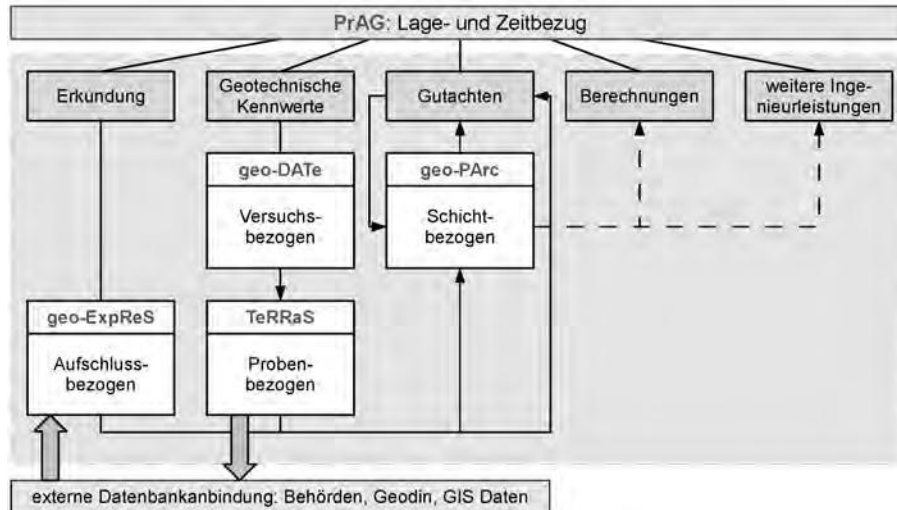


Abbildung 5: Gliederung und Komponenten des Projektarchivs PrAG

Neben der bisher im Mittelpunkt stehenden Nutzung des Systems geo-DATe zur Verwaltung von Versuchsergebnissen sollen zunehmend andere Inhalte, insbesondere multimediale Daten, Berechnungen, Pläne und Berichte, innerhalb von PrAG mit verwaltet werden können. Für die Umsetzung dieser Ziele hat sich eine interdisziplinär zusammengesetzte Arbeitsgruppe an der HTW Dresden etabliert, die sich aus Mitarbeitern der Fachgebiete Informatik/Datenbanken, Medieninformatik, Gestaltung und Geotechnik zusammensetzt.

Zu den wesentlichen Schwerpunkten, die in der zurückliegenden Zeit verfolgt worden sind, gehören folgende Inhalte:

- Aufbau einer Datenbank für Kennwerte von Einzelproben (TeRRaS)
- Vervollständigung des Datenverwaltungssystems PrAG
- Einbeziehung von Verfahren zur Georeferenzierung und Visualisierung
- Konzeption zur Nutzung der Bildanalyse

Zur globalen Referenzierung aller Informationen innerhalb von PrAG ist das Informationsverwaltungssystem mit Clientanwendungen und Georeferenzierungskomponenten erweitert worden. Neben der eigentlichen Referenzierung musste außerdem die Art der Daten Berücksichtigung finden. Zu diesem Zweck wurden unter anderem die folgenden Kategorien von Daten eingeführt.

- auf einen Punkt bezogene, nicht sachverständig interpretierte Ergebnisse von Messungen,

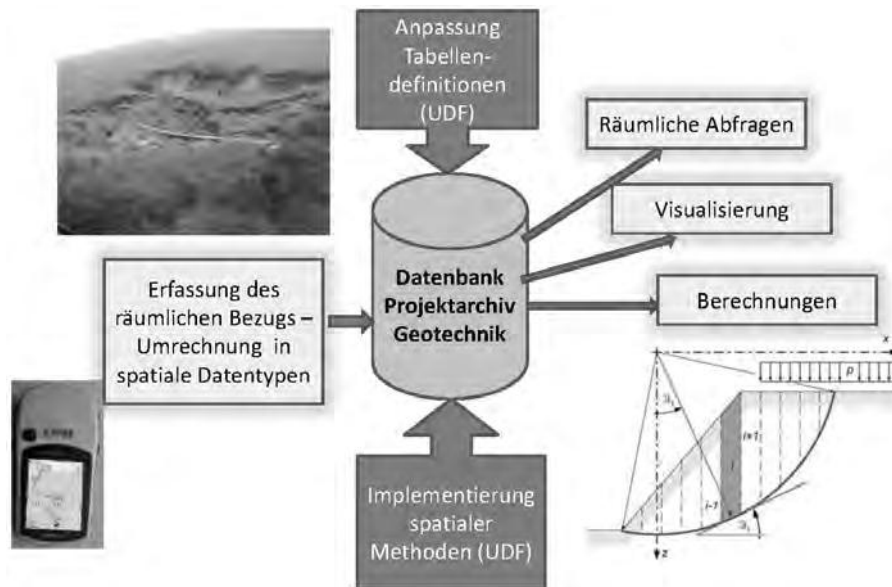


Abbildung 6: Sammlung von Informationen mit Lage- und Zeitbezug

- punktbezogene Daten aus der Interpretation indirekter Informationen,
- auf eine Schicht bezogene Kennwerte, aus Bewertung *direkter Messungen* abgeleitet,
- schichtbezogene Kennwerte, aus Bewertung *indirekter Informationen* abgeleitet.

Es wurde die Geodatenkomponente PostGIS eingebunden, welche fortgeschrittene Datentypen (Geographie) und Routinen für die Geodatenhaltung bietet. Der Typ Geographie führt alle Berechnungen (Umkreis, Abstand etc.) auf das definierte Sphäroid durch. Im genaueren wird dafür das bekannte WGS84 (SRID:4326) genutzt. Dadurch entfallen die Nachteile lokaler projizierter Koordinatensysteme bei der Rechnung über deren angedachte Ausbreitung hinweg. Daten, die in kartesischen Koordinaten durch den Nutzer eingegeben werden, werden deshalb transformiert. Die Präsentationsebene ist davon unberührt, da über Rücktransformation in ein beliebiges Koordinatensystem überführt werden kann.

## 2.2 Arbeitsplatz Bilderfassung

Die fotografische Erfassung von Bohrkernen und Proben gehört zur üblichen Praxis. Qualität und Informationsumfang der Aufnahmen sind bisher sehr unterschiedlich und

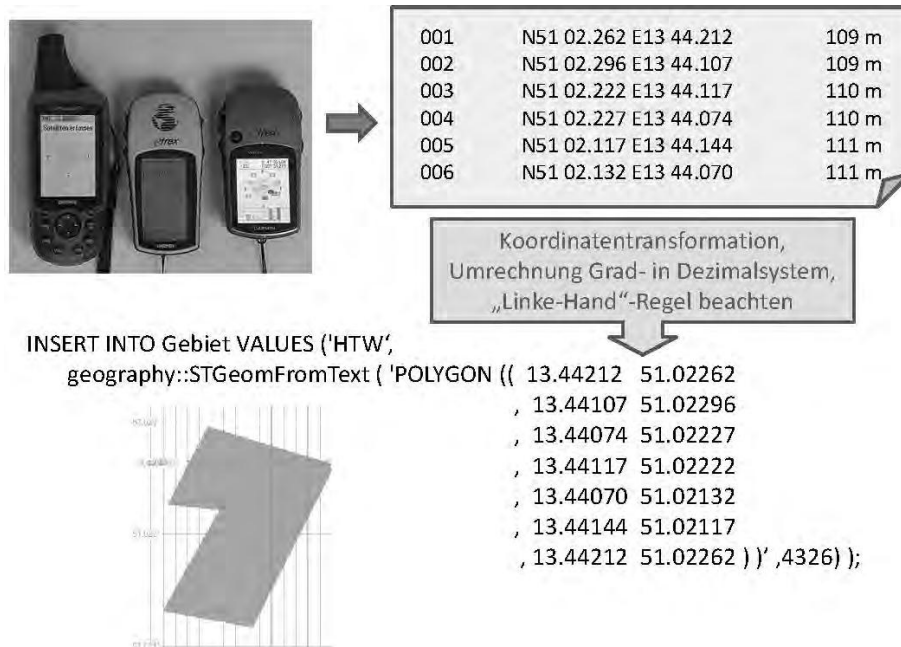


Abbildung 7: Beispiel für die Erfassung der Koordinaten mit Trackern

von der individuellen Arbeitsweise des Sachverständigen abhängig. Es war deshalb ein Ziel in der Arbeitsgruppe, einen Arbeitsplatz zu entwickeln, der praxistauglich ist und die Einbindung von Bilddaten in das Datenbanksystem ermöglicht.

Der Arbeitsplatz soll wichtige Arbeitsschritte bei der Erfassung von Bodenproben unterstützen und automatisieren. Die zwei wichtigsten Komponenten sind ein System zur standardisierten Aufnahme von Fotos der Bodenproben sowie ein lernfähiges System zur automatischen Bildanalyse.

Bei der Probenerfassung werden zunächst hochqualitative Fotos der Bodenproben erstellt. Zu diesem Zweck ist eine leistungsfähige digitale Spiegelreflexkamera im Arbeitsplatz integriert. Diese wird automatisch von der Analyse-Software angesteuert. Um verzerrungsfreie Fotos zu garantieren, wird die Kamera des Arbeitsplatzes einmalig vorkalibriert. Ein möglichst einheitliche und standardisierte Farbdarstellung ist grundlegend für die Auswertung der Fotos. Daher werden in den Arbeitsplatz Referenz-Farbkarten fest integriert, wodurch die Farben der Fotos automatisch ausgeglichen werden können. Selbst bei wechselnder Außenbeleuchtung ist somit die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse gegeben.

Es sind zwei QR-Marker fest in der Ebene der Oberkante des Bohrkerns installiert. Diese werden von der Kamera erfasst und von der Software automatisch erkannt. Die bekannten räumlichen Abstände der Marker erlauben es, das Bild mit einem vir-



Abbildung 8: Prototyp eines beweglichen Arbeitsplatzes zur Bilderfassung

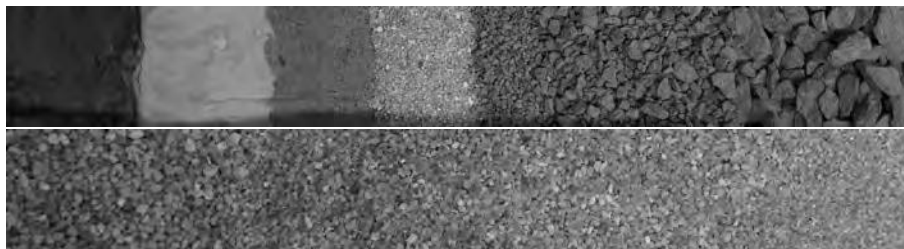


Abbildung 9: Testbeispiele von Kernkisten mit deutlichen und nahezu stufenlosen Übergängen zwischen den Schichten

tuellen Längenmaß auszustatten. Dadurch kann die Schicht-Tiefe sowie Größe von Bruchstücken direkt am Foto ausgemessen werden. Das Anlegen eines Maßbandes an die Bodenprobe entfällt. Alle Messungen können auch nachträglich kontrolliert und nachvollzogen werden.

### 2.3 Algorithmen der Bildanalyse

In einer weiteren Entwicklungsstufe wird die Software um Algorithmen zur automatischen Erkennung von Schichtgrenzen erweitert. Dabei müssen farbliche und strukturelle Unterschiede berücksichtigt werden. Ziel ist die Identifikation unterschiedlicher Bodenschichten und die Vermessung der Schichtgrenzen. Zur Erkennung der Schichten wird auf Verfahren aus den Bereichen Computer Vision und Bildverarbeitung zurückgegriffen. Ein besonderer Schwerpunkt ist die Einbeziehung von Techniken zur automatischen und lernfähigen Identifikation von Texturen und Objekten in Bildern.



Abbildung 10: Analysesoftware mit freigestelltem Bohrkern und eingezeichneten Schichtgrenzen

Eine Detektion von Schichtgrenzen anhand der unbearbeiteten Bilddaten, z. B. anhand der Pixelfarben der Fotos direkt, ist von keinem Algorithmus direkt umsetzbar. Stattdessen wird auf Feature-Transformationen aus der Computer-Vision zurückgegriffen. Zu den aktuellen Entwicklungen der letzten Jahre gehören Feature-Transformationen wie Gabor-Wavelets [KP02], Histograms of Gradients [DT05], Co-Occurance Matrizen [PCG05], Local Binary Patterns [OPH96] oder Bag-of-Features sowie Pyramid Pooling [CN11]. Welche Feature-Transformation für die Erkennung von Schichtgrenzen in Bodenproben am besten geeignet ist, muss zunächst anhand von Test-Daten ermittelt werden. Dabei kommt es aber nicht nur auf die Genauigkeit, sondern auch auf die Rechengeschwindigkeit bei hochaufgelösten Eingangsbildern um die 20 MegaPixel an. Der hier umgesetzte Ansatz geht davon aus, dass innerhalb einer Schicht in einer Bohrprobe das farbliche sowie strukturelle Aussehen (die Textur) sich nicht verändert. Sprünge in diesem strukturellen Aussehen deuten auf mögliche Schichtgrenzen hin. Diese erscheinen nach der Feature-Transformation als Sprünge in Richtung der Bohrung.

Prototypisch wurde im Projekt ein erster lernfähiger Algorithmus implementiert. Dazu wurde ein Sliding-Window-Ansatz genutzt, ähnlich wie es bei der Gesichts-Detektion in Bildern üblich ist. Wie in Abb. 11 dargestellt wird das Bild der Probe in sich überlappende Teilbilder (windows) zerlegt. Ob sich in der Mitte jedes Teilbildes eine Schichtgrenze befindet, oder nicht, kann nun von einem Klassifikator gelernt werden. Dabei können diesem Klassifikator positive (Schichtgrenze vorhanden) und negative (keine Schichtgrenze vorhanden) Lern-Beispiele aus einer Datenbank gegeben werden. Je mehr Lern-Beispiele vorhanden sind, also je größer die Datenbank mit der Zeit wird, desto besser wird auch der Klassifikator.

Nachdem die Bilder der Bohrkernproben aus der Datenbank mittels des Sliding-Window Ansatzes in  $N$  Teilbilder  $I_k$  zerlegt wurden, soll gelernt werden, ob sich in der Mitte der Teilbilder eine Schichtgrenze befindet. Für eine prototypische Umsetzung wurde zunächst auf nur zwei Verfahren, die Histogram of Gradients (HOG) und Grey-Level Co-Occurance Matrizen (GLCM) zurückgegriffen. Später kann dies um zusätzliche

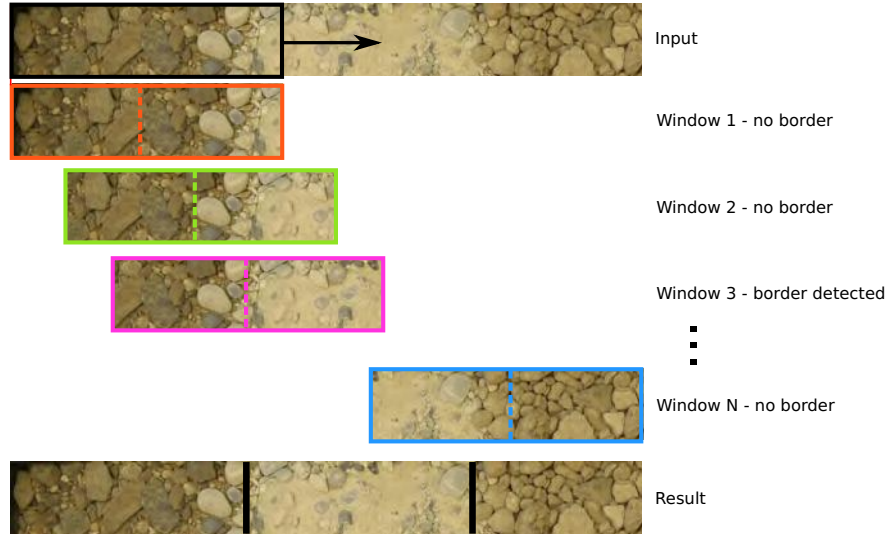


Abbildung 11: Schematische Darstellung des Sliding-Window-Ansatzes zur Detektion von Schichtgrenzen.

Feature-Transformationen erweitert werden, was eine höhere Genauigkeit verspricht, jedoch eine größere Datenbank an Bohrproben erfordert. Die Feature-Transformation wird nicht direkt auf dem Teilbild  $I_k$  angewendet. Statt dessen wird das Teilbild in der Mitte in ein rechtes  $I_k^{(r)}$  und linkes  $I_k^{(l)}$  getrennt. Sollte in der Mitte von Teilbild  $I_k$  eine Schichtgrenze sein, so ist zu erwarten dass  $I_k^{(r)}$  sich stark von  $I_k^{(l)}$  unterscheidet. Der hier zugrunde gelegte Ansatz ist, den Abstand des rechten und linken Teilbildes nach der Feature Transformation zu berechnen, woraus sich zwei skalare Werte ergeben,

$$f_k^{(\text{glcm})} = \Omega(\text{glcm}(I_k^{(r)}) - \text{glcm}(I_k^{(l)})) \quad (1)$$

$$f_k^{(\text{hog})} = \Omega(\text{hog}(I_k^{(r)}) - \text{glcm}(I_k^{(l)})) \quad (2)$$

Als Distanzfunktion ist in den ersten Tests die  $\ell_1$  norm (die sogenannte Manhattan-Distanz), d. h.  $\Omega(\cdot) = |\cdot|_1$  benutzt worden. Somit ergibt sich nach Verarbeitung aller Bilder eine Eingabe Matrix  $\mathbf{X} \in \mathbb{R}^{N \times 2}$  mit

$$\mathbf{X}_k = [f_k^{(\text{glcm})}, f_k^{(\text{hog})}] \quad (3)$$

Diese Matrix wird als Trainings-Vektor für das Lernverfahren verwendet.

Das Lernverfahren erfordert Fotos von Bohrkernproben, in denen die Schichtgrenzen von Fachleuten festgelegt worden sind. Für jedes der Teilbilder lässt sich eine Zielvariable  $y_k \in \{0, 1\}$  ermitteln, welche nur dann 1 ist, wenn der Fachmann genau in der

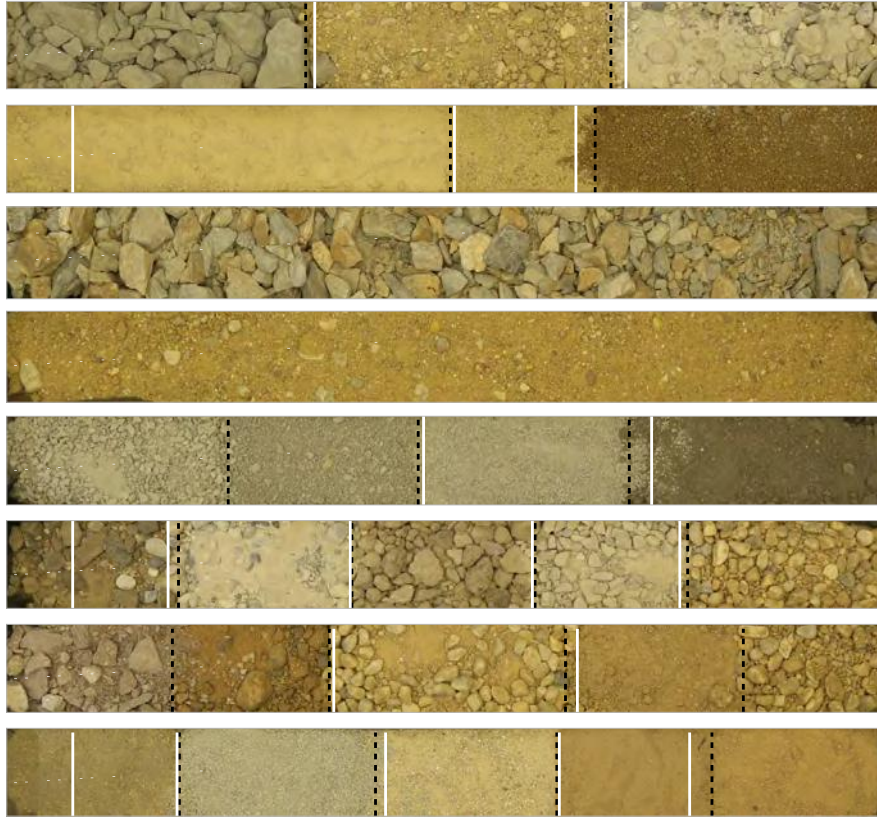


Abbildung 12: Tatsächliche (schwarze gestrichelte Linien) und automatisch detektierte Schichtgrenzen (weiße durchgehende Linien).

Mitte des Teilbildes eine Schichtgrenze eingezeichnet hat (sonst 0). Damit Schichtgrenzen in neuen Fotos von Bohrkernproben automatisch detektiert werden können, wird eine Klassifikationsfunktion  $f: \mathcal{R}^2 \rightarrow \{0, 1\}$  gelernt. Es ist für die ersten Experimente eine lineare Support Vector Machine [DT05] genutzt worden. Um die Schichtgrenzen in einem neuen Foto zu detektieren, werden die Teilbilder (sliding window) extrahiert, die Feature-Vektoren nach Gleichung (1) errechnet und zur Prediktion an die Support Vector Machine weitergereicht. Danach werden eng benachbarte Detektionen zusammengefasst.

Um die Genauigkeit des Systems zu testen wurde eine Datenbank mit 8 Fotos genutzt, in welchen Schichtgrenzen von Experten eingezeichnet waren. Der Algorithmus wurde systematisch für jedes Foto evaluiert. Dabei wurde je ein Foto als Testdatensatz genutzt, und nur anhand von den restlichen 7 Fotos wurde das System angelernt.

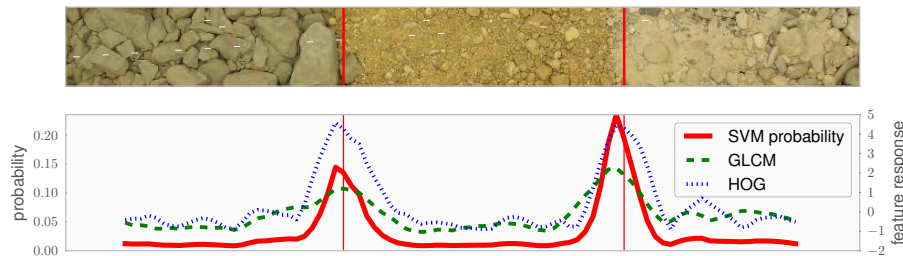


Abbildung 13: Feature-Distanzen sowie Prädiktionssicherheit anhand einer Probe mit 3 verschiedenen Erdschichten.

Die Ergebnisse sind in Abb. 12 dargestellt. Das System erkennt 16 der 19 Schichtgrenzen korrekt. Drei Schichtgrenzen wurden falsch erkannt. In Abb. 13 ist der Detektionsprozess dargestellt. Die Grafik unter dem Bild zeigt die Werte der Feature-Distanzen  $f_k^{(\text{glcm})}$  ("GLCM") und  $f_k^{(\text{hog})}$  ("HOG"), sowie die Prädiktionssicherheit der Support Vector Machine ("probability"). Beide Detektoren reagieren unterschiedlich stark auf Änderungen des Aussehens. Mit dem QR-Code kann mittels eines virtuellen Maßbandes die Tiefe der detektierten Schichten zentimetergenau ermittelt werden.

Es besteht die Möglichkeit, dass in manchen Fällen visuell erkennbare Unterschiede fälschlich als Schichtgrenzen interpretiert werden, z. B. infolge von Lichteinflüssen oder Umsortierung der Körner. In anderen Fällen weisen wirkliche Schichtgrenzen nur geringe visuelle Unterschiede auf, die ein Fachmann aber als Schichtgrenze deuten würde. Das lernfähige System soll dazu in Zukunft weiter verbessert werden. Beispielsweise könnten zusätzliche Features eingefügt werden.

Untersucht werden soll auch die Frage, ob die Schichtgrenzen direkt am Bild anstatt in getrennten sliding windows detektiert werden können und ob die Support Vector Machine durch einen nichtlinearen Klassifikator (z. B. Radial Basis Function SVM) oder ein neuronales Netz ersetzt werden kann [KSH12]. Dazu werden Trainingsdaten in Form von Fotos sowie von Fachleuten festgestellte Schichtgrenzen erfasst und zusätzlich mit Informationen in der Datenbank PrAG verknüpft. Das System kann sich dabei während der Verwendung des Arbeitsplatzes stetig verbessern, indem es auf Korrekturen von Laboranten und Bauingenieuren reagiert und sich entsprechend anpasst.

### 3 Zusammenfassung, Ausblick

Obwohl der Umfang an Untersuchungen zur Aufstellung geotechnischer Modelle nicht zunimmt und auch die Verfahren nicht wesentlich weiterentwickelt worden sind, werden zunehmend dreidimensionale Modelle in der Geotechnik für numerische Untersu-



chungen genutzt. Eine Möglichkeit zur Aufstellung solcher Modelle ist die umfassende Nutzung der verfügbaren Informationen. Bilddaten von Bohrkernen und Bodenproben können dafür einen wesentlichen Beitrag liefern. Ziel der weiteren Entwicklungen ist es deshalb, die Erfassungseinheit für den Einsatz im Feld auszubauen und die Referenzierung der Bilddaten mit Bezug zu den Kennwerten und Schichtenverzeichnissen umzusetzen.

Das Grundkonzept besteht in der interdisziplinären Verknüpfung und Weiterentwicklung von Methoden zur Vorhersage der Untergrundeigenschaften mit Informationen aus Bildanalyseverfahren, klimatischen Parametern und numerischen Prognoseverfahren. Die Verknüpfung wird im Rahmen eines Datenmanagementsystems umgesetzt. Der Schlüssel dafür ist die ort- und zeitbezogene Erfassung der Daten.

Die digitale Kennzeichnung vereinfacht die Zuordnung von Materialproben oder Beobachtungspunkten. Zur Umsetzung ist ein geländetaugliches und multimediales Dokumentationswerkzeug zu entwickeln, welches eine schnelle und komfortable Informationsaufnahme auf dem Baufeld ermöglicht. Alle Angaben zu einem geografisch festgelegten Punkt, zusätzliches Bildmaterial und andere Daten werden online auf der Baustelle („online on site“) erfasst und über eine Datenbank auf einem zentralen Server gespeichert.

## Literatur

- [CN11] COATES, Adam ; NG, Andrew: The Importance of Encoding Versus Training with Sparse Coding and Vector Quantization. In: *In Proc. Int. Conf. Artif. Intell. Stat.*, 2011, S. 215–223
- [DT05] DALAL, Navneet ; TRIGGS, Bill: Histograms of Oriented Gradients for Human Detection. In: *Computer Vision and Pattern Recognition*, 2005, S. 886–893
- [EL10] ENGEL, J. ; LAUER, C.: *Einführung in die Boden- und Felsmechanik*. Leipzig : Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, 2010
- [KP02] KUMAR, Ajay ; PANG, Grantham: Defect detection in textured materials using Gabor filters. In: *IEEE Transactions on Industry Applications* 38 (2002), Nr. 2, S. 425–440
- [KSH12] KRIZHEVSKY, Alex ; SUTSKEVER, Ilya ; HINTON, Geoffrey E.: ImageNet Classification with Deep Convolutional Neural Networks. In: *Advances in Neural Information Processing* 25, 2012
- [Mas05] MASIN, David: *TRIAX-Single element program for soil mechanics*. 2005
- [Nie03] NIEMUNIS, Andrzej: *Extended hypoplastic models for soils*, Universität Bochum, Diss., 2003

- [OPH96] OJALA, Timo ; PIETIKÄINEN, Matti ; HARWOOD, David: A Comparative Study of Texture Measures with Classification Based on Feature Distributions. In: *Pattern Recognition* 29 (1996), Nr. 1, S. 51–59
- [PCG05] PARTIO, Mari ; CRAMARIUC, Bogdan ; GABBOUJ, Moncef: Block-based Ordinal Co-occurrence Matrices for Texture Similarity Evaluation. In: *IEEE International Conference on Image Processing (ICIP)*, 2005
- [Woo90] WOOD, David M.: *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge university press, 1990

---

# Anwendung von Elektroosmose zur Reduzierung des Herausziehwiderstandes von Spundwänden: Großmaßstäbliche Modellversuche in Ton

**Christos Vrettos, Kai Merz**

*Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität  
Kaiserslautern*

---

*Bei kohäsiven Böden kommt es immer wieder vor, dass darin eingerammte Stahlspundwände nach einer gewissen Standzeit sich nur sehr schwer herausziehen lassen. Eine Möglichkeit zur Herabsetzung des Zieh Widerstandes besteht darin, eine elektrische Spannung anzulegen und die günstigen Effekte der Elektro-Osmose auszunutzen. Im Rahmen eines internationalen Forschungsvorhabens wurde dies untersucht. Die elektro-osmotischen Parameterwerte eines typischen Tons wurden in einer osmotischen Röhre ermittelt. Kleinmaßstäbliche Modellversuche an Stahlblechen zeigten eine nennenswerte Reduzierung der erforderlichen Herausziehkraft. Die Wirkung der Elektro-Osmose wurde anschließend anhand von aufwändigen großmaßstäblichen Versuchen im Labor bestätigt. Mittels numerischer Simulation wurde eine Parameterstudie zur Ermittlung der optimalen Konfiguration bei Einsatz des Verfahrens in der Praxis durchgeführt.*

## 1 Einleitung

Die Wiederverwendbarkeit der Spundbohlen ist ein klarer Vorteil der Spundwandbauweise. Insbesondere bei Linienbaustellen führt der mehrfache Einsatz der Bohlen zu sehr wirtschaftlichen Lösungen für die temporären Stützbauwerke. Zur Wiedergewinnung müssen die Bohlen zumeist unter Einsatz von Vibration gezogen werden. Speziell wenn die Bohlen in kohäsiven Schichten einbinden, kann das Ziehen sich als schwierig gestalten. Bei einer längeren Standzeit von Bohlen in einer bindigen Schicht kommt es zu einem „Festwachsen“ der Bohlen, so dass beim Herausziehen teilweise deutlich größere Kräfte erforderlich werden als beim Einbringen der Spunddielen. Im Extremfall muss die Spundbohle auf Dauer im Boden verbleiben.

Aus diesen Gründen ist es sinnvoll, nach Verfahren zu suchen, welche das Ziehen von Bohlen in bindigen Schichten erleichtern. Ein mögliches Verfahren stellt die Anwendung der Elektro-Osmose dar. Die Abbildung 1 zeigt die prinzipielle Wirkungsweise dieser Methode: Durch die zwischen den Elektroden (Anode) und der Spundbohle (Kathode) vorhandene elektrische Spannung findet im Erdreich eine Bewegung der im Ton angelagerten Wassermoleküle zur Spundbohle hin statt. Dort bildet das Wasser dann allmählich einen Film, der als Schmierfilm wirkt und die Mantelreibung reduziert. Bisher wurde dieses Verfahren jedoch in der Praxis noch nicht erfolgreich zur Erleichterung des Ziehvorgangs bei Spundbohlen eingesetzt.

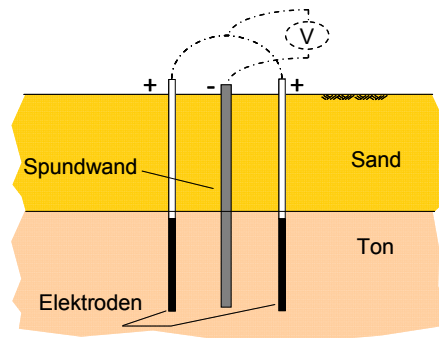


Abbildung 1: Prinzip der Elektro-Osmose.

Butterfield & Johnston [But80] berichten über Versuche an Metallpfählen, bei denen die Elektro-Osmose als Einbringhilfe beim Rammen in Tonböden eingesetzt wurde. Als Ergebnis der Untersuchungen wurde eine deutliche Reduzierung der Mantelreibung während der Versuchsdurchführungen festgestellt. Zu dem gleichen Ergebnis gelangen Alte & Berggren [Alt75] beim Herausziehen von Spundbohlen. Die Reduzierung von anhaftenden Tonmassen bei Tunnelbohrmaschinen haben Baalen et al. [Baa00] in Laborversuchen untersucht.

Im Rahmen eines internationalen Projektes wurde anhand von klein- und großmaßstäblichen Modellversuchen untersucht, ob für den Ziehvorgang von Spundbohlen ein positiver Effekt durch die Elektro-Osmose zu erwarten ist. Als Bodenmaterial wurde ein typischer Ton eingesetzt. Numerische Simulationen mit einem vereinfachten Ansatz dienen der Optimierung der Konfiguration bei späteren Anwendungen in der Praxis.

## 2 Transportvorgänge bei Elektro-Osmose

Ein angelegtes elektrisches Feld übt auf die hydratisierten Ionen eines oberflächen-geladenen Minerals eine gewisse Kraft aus. Der hieraus resultierende elektro-

osmotische Flüssigkeitstransport kann unter vereinfachten Annahmen mit Hilfe der Helmholtz-Smoluchowski-Gleichung beschrieben werden, Shapiro & Probst [Sha93]:

$$v_{eo} = \frac{\varepsilon \cdot \zeta \cdot E}{\eta} \quad (1)$$

Hierbei sind  $v_{eo}$  die elektro-osmotische Geschwindigkeit in m/s durch eine senkrecht zur Richtung des elektro-osmotischen Flusses gerichtete ebene Fläche,  $\varepsilon$  die Dielektrizitätskonstante,  $\zeta$  das Zeta-Potenzial in V,  $E$  die elektrische Feldstärke in V/m und  $\eta$  die Viskosität der Porenlösung in kg/(ms).

Die Berechnung des elektro-osmotischen Durchflusses  $Q_{eo}$  erfolgt nach folgender Beziehung:

$$Q_{eo} = k_e \cdot E \cdot A \quad (2)$$

Der Proportionalitätsfaktor  $k_e$  wird als elektro-osmotische Permeabilität in  $\text{m}^2/(\text{Vs})$  bezeichnet und hängt von den Bodeneigenschaften ab.  $A$  ist die durchflossene Querschnittsfläche.

Im Labor kann die elektro-osmotische Permeabilität  $k_e$  durch eine Modifikation der Gleichung (2) bestimmt werden, indem die Feldstärke  $E$  durch das Verhältnis der angelegten Spannung  $U$  zum Elektrodenabstand  $a$  und  $Q_{eo}$  durch das im Versuch gemessene abgeflossene Wasservolumen  $V_w$  in der betrachteten Zeitspanne  $t$  ersetzt wird:

$$k_e = \frac{V_w \cdot a}{U \cdot A \cdot t} \quad (3)$$

### 3 Bodenmaterial

#### 3.1 Bodenmechanische Kenngrößen des verwendeten Tons

Bei dem eingesetzten Ton handelt es sich um einen typischen, natürlich anstehenden Ton mittlerer Plastizität mit der Bezeichnung Pagenstecher Ton. Er weist folgende bodenmechanische Kennwerte auf: Korndichte  $\rho_s = 2,72 \text{ Mg/m}^3$ ; Fließgrenze  $w_L = 45,3\%$ ; Ausrollgrenze  $w_P = 15,8\%$ ; Klassifizierung nach DIN 18196: TM; Wasseraufnahmevermögen  $w_A = 54,1\%$ ; Korndurchmesser  $d_{60}/d_{90} = 0,003/0,04 \text{ mm}$ .

#### 3.2 Ermittlung der elektro-osmotischen Eigenschaften des Tons

Diese Versuche dienen der Untersuchung und Feststellung der Bewegung des Porenwassers im Boden in einem anliegenden elektrischen Feld sowie der dabei auftretenden Reaktionen. Neben der Ermittlung der elektro-osmotischen Permeabilität  $k_e$

wurde die Änderung des Wassergehalts  $w$ , welche durch das Anlegen eines elektrischen Feldes entsteht, erfasst. In einem weiteren Versuchstyp wurde untersucht, welche Änderungen des Porenwasserdrucks infolge des elektrischen Feldes auftreten.

Die Messung von  $k_e$  erfolgte mittels einer so genannten osmotischen Röhre in Anlehnung an Casagrande [Cas83], Abbildung 2. Die in diesen Versuchen ermittelten Werte der elektro-osmotischen Permeabilität liegen zwischen  $1,0 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/(\text{Vs})$  bis  $4,25 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/(\text{Vs})$  und somit innerhalb des für diesen Boden typischen Bereiches, Mitchell [Mit93].



Abbildung 2: Apparatur zur Messung der elektro-osmotischen Durchlässigkeit.

## 4 Kleinmaßstäbliche Modellversuche

Der Tonboden wurde in Versuchsbehälter kontrolliert in geringer Lagendicke bei einem Wassergehalt von 26% und einer Dichte zwischen  $1,85$  und  $1,96 \text{ Mg/m}^3$  eingebaut. Um Änderungen des Wassergehalts bis zum Versuchsbeginn zu vermeiden, wurde die Bodenoberfläche mit Wachs versiegelt.

Nach einer Standzeit von 6 Wochen wurden Stahlbleche mit den Abmessungen Länge/Breite/Dicke gleich  $500/150/8 \text{ mm}$  ohne Einwirkung einer elektrischen Spannung statisch kontrolliert eingedrückt. Die Einbindetiefe betrug  $300 \text{ mm}$ . Anschließend ruhte das Gesamtsystem je nach Versuch für weitere 30-60 Tage (Anwachszeit).

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3 dargestellt

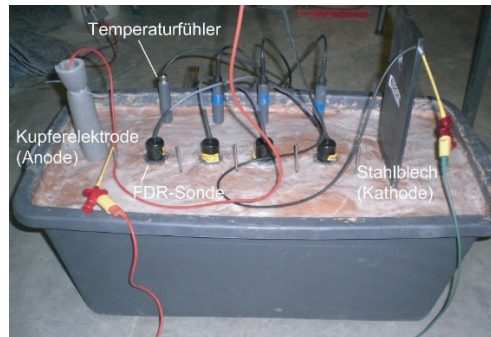


Abbildung 3: Versuchsaufbau für den Herausziehversuch mit Messung des Feuchte- und Temperaturtransports.

Zur Festlegung eines Referenzniveaus wurde zunächst das Herausziehen der Stahlbleche ohne Spannungseinwirkung untersucht. Die Abbildung 4 zeigt exemplarisch das Ergebnis eines derartigen Versuches. Vergleicht man die Kraft-Verschiebungs-Linie während des Eindrückens mit derjenigen während des Ziehens, so ist deutlich erkennbar, dass bei dem zweiten Vorgang eine nennenswert höhere Kraft erforderlich ist. Charakteristisch für den Ziehversuch sind der steile Kraftanstieg bis zu einem Peak-Wert und der darauf folgende stetige Abfall der Versuchskurve.

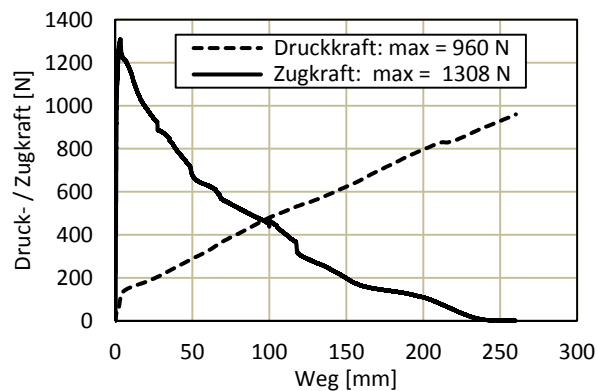


Abbildung 4: Kraft-Verschiebungs-Linien beim Eindrücken sowie Herausziehen eines Bleches ohne elektrische Spannungseinwirkung.

In der anschließenden Versuchsreihe wurde vor dem Ziehen der Stahlbleche über zwei Kupferelektroden je nach Versuch eine elektrische Spannung von jeweils 25 V, 50 V sowie 75 V angelegt. Der Abstand zwischen dem Stahlblech und den 25 cm tief eingebetteten Elektroden betrug 12 cm. Je nach Versuchsart wurde die Spannung über eine Zeitdauer von 15 bis 90 min vor dem Ziehvorgang angelegt bzw. während des gesamten Vorganges beibehalten.

Der Feuchte- sowie Temperaturtransport innerhalb eines elektrischen Spannungsfeldes wurde durch den in Abbildung 3 dargestellten Versuchsaufbau mittels FDR-Sonden und Temperaturfühlern gemessen. Über die Ergebnisse dieser Versuche wurde in [Vre13] berichtet.

Als typische Ergebnisse für die unter Anwendung von Elektro-Osmose durchgeführten Versuche sind in der Abbildung 5 die Kraft-Verschiebungs-Linien während des Eindrückens sowie des Ziehens dargestellt. Beim Ziehen wurde vorher über einen definierten Zeitraum  $t_{el}$  eine Spannung angelegt. Im konkreten Fall der Abbildung 5 war  $t_{el} = 90$  min und  $U = 50$  V. Es ist deutlich zu erkennen, dass eine Kraftspitze während des Ziehens, wie sie bei den Versuchen ohne Spannungseinwirkung beobachtet wird (vgl. Abbildung 4), nicht auftritt. Nach dem steilen Anstieg direkt zu Beginn geht der Verlauf der Zugkraft anschließend in ein horizontales Plateau über und verläuft nach etwa hälftigem Ziehweg annähernd linear auf Null aus. Im Vergleich zur benötigten Eindrückkraft ist deutlich weniger Kraft während des Herausziehens des Bleches erforderlich.

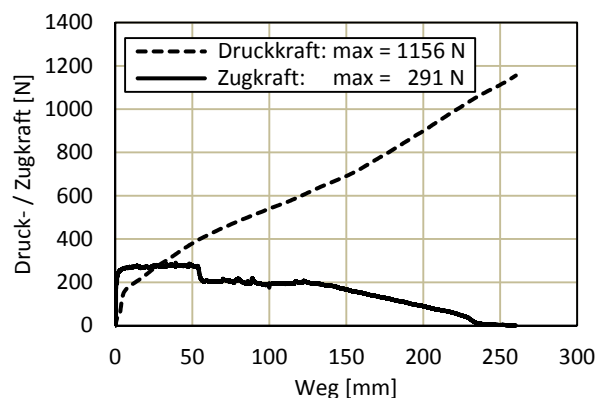


Abbildung 5: Kraft-Verschiebungs-Linien beim Eindrücken sowie Herausziehen eines Bleches: Vor dem Ziehvorgang wurde eine Spannung  $U = 50$  V über einen Zeitraum von  $t_{el} = 90$  min angelegt.

Die Randbedingungen der einzelnen Versuchstypen lauten wie folgt:

- Typ A: vor Herausziehen  $t_{el} = 15$  min;  $U = 25/50/75$  V, beim Herausziehen  $U = 0$
- Typ B: vor Herausziehen  $t_{el} = 90$  min;  $U = 25/50/75$  V, beim Herausziehen  $U = 0$
- Typ C: vor Herausziehen  $t_{el} = 15$  min;  $U = 25/50$  V, beim Herausziehen  $U = 25/50$  V
- Typ D:  $U = 25/50$  V über die gesamte Standzeit von 37 Tagen

Einen Überblick über die Ergebnisse der durchgeführten Versuche gibt Tabelle 1. Dargestellt ist dabei das Verhältnis zwischen der maximalen Zugkraft während des Ziehvorgangs und der maximalen Druckkraft am Ende des Eindrückvorgangs für verschiedene Kombinationen von elektrischer Spannung und Einwirkungsdauer. Der



Einfluss der Elektro-Osmose ist deutlich erkennbar: Während beim Referenzversuch in der Abbildung 4 ohne Anwendung der Elektro-Osmose das Verhältnis  $1308/960 = 1,36$  beträgt, erreicht man bei Anwendung der Elektro-Osmose Werte von 0,7 bis 0,15.

Tabelle 1: Verhältnis zwischen Zug- und Druckkraft bei unterschiedlichen Kombination von elektrischer Spannung und zugehöriger Einwirkungsdauer.

Spannung	Versuchstyp			
	A	B	C	D
25 V	0,67	0,36	0,19	0,43
50 V	0,50	0,25	0,15	0,33
75 V	0,52	0,28	-	-

## 5 Großmaßstäbliche Modellversuche

Um die Anwendung des Elektro-Osmose-Verfahrens bei praxisrelevanten Spundwandbauwerken näher untersuchen zu können, wurden großmaßstäbliche Versuche im Labor des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der TU Kaiserslautern durchgeführt. Hierzu wurde eine Versuchsanlage entworfen und gebaut, bestehend aus 3 übereinander angeordneten Beton-Schachtringen mit einem Durchmesser von 2 m und einer Gesamthöhe von 1,5 m, siehe Abbildung 6.

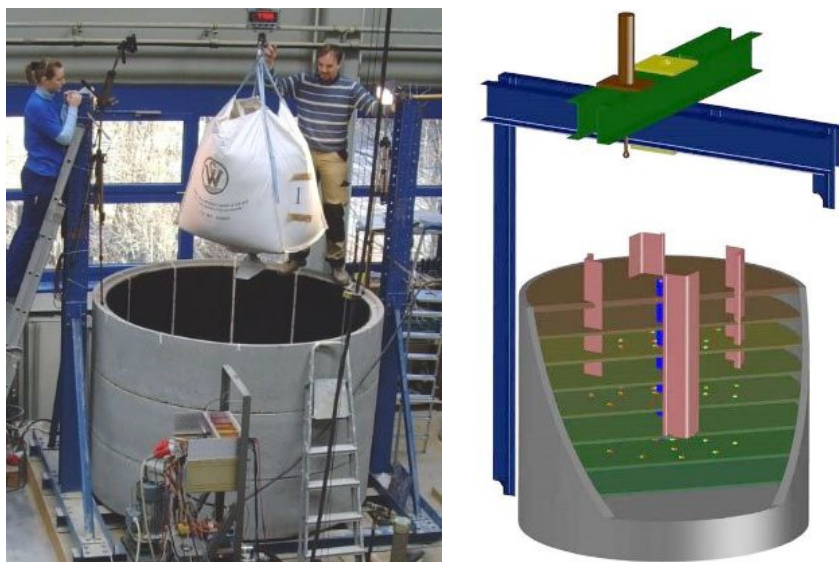


Abbildung 6: Versuchsaufbau für großmaßstäbliche Modellversuche.  
Links: Einbau des Tones. Rechts: CAD-Konstruktionszeichnung.



Abbildung 7: Versuchsanordnung: In der Mitte: Anode aus Stahlrohr  $d = 11,4 \text{ cm}$ ; außen 4 Kathoden in Form von halbierten Spundwandprofilen Arcelor GU 16-400.

Der Versuchsbehälter ist innen ausgekleidet mit einer wasserdichten Kunststoffolie, damit der Ton nicht austrocknen kann. Zum Schutz vor Austrocknung an der Oberfläche ist hier eine etwa 5 cm dicke Sandschicht angeordnet, die in regelmäßigen Zeitabständen gewässert wird, siehe Abbildung 7.

Als Versuchsboden wurde Pagenstecher Ton verwendet. Der Ton wurde lagenweise mit einem Wassergehalt von etwa 18 – 20% eingebaut und mit einem Vibrationsstampfer verdichtet. Die in der Mitte angeordnete Anode in Form eines Stahlrohres mit einem Durchmesser von 11,4 cm wurde im Zuge des Toneinbaus eingebracht. Nach Einbau des Tones sind die 4 Kathoden, bestehend aus 120 cm langen, halben Spundwandprofilen Arcelor GU 16-400, mit einer Einbindetiefe von 90 cm eingedrückt worden. Der Abstand zwischen Anode und Kathode betrug etwa 50 cm.

Nach einer Anwachszeit von etwa 6 Wochen wurden die Zugversuche durchgeführt. Abbildung 8 zeigt die Zugvorrichtung zum Ziehen der Spundwandprofile.

Hier wird nur über die erste Versuchsreihe berichtet. Es konnten nur an 3 der 4 Spundbohlen zuverlässige Versuchsergebnisse gewonnen und ausgewertet werden. Die Ergebnisse wurden in Form von Kraft-Verschiebungslinien aufgezeichnet, wie in Abbildung 9 dargestellt.

Der Versuch V2 wurde als Referenzversuch ohne Spannungseinwirkung durchgeführt. Hier wurde eine maximale Herausziehkraft von etwa 52 kN erreicht.

Bei den Versuchen V3 und V4 wurde vor der Herausziehphase jeweils eine Spannung von  $U = 60 \text{ V}$  angebracht. Dies entspricht einer elektrischen Feldstärke von 120 V/m. Der Zeitraum der Spannungseinwirkung betrug 24h bei V3 und 48h bei V4. Die maximalen Herausziehkraften lagen bei 43 kN (V3) bzw. 40 kN (V4).

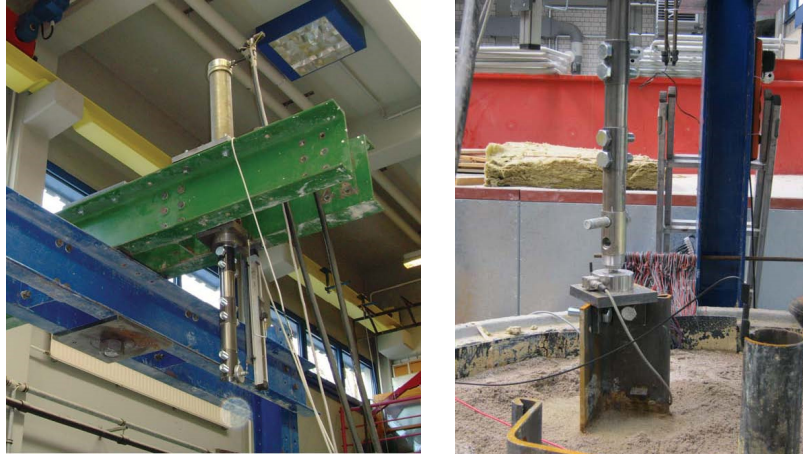


Abbildung 8: Zugvorrichtung.

Die maximale Herausziehkraft konnte durch die Anwendung des Elektro-Osmose-Verfahrens somit um etwa 20% reduziert werden. Ein Einfluss der Zeit konnte bei den gewählten Intervallen von 24h und 48h nicht festgestellt werden. In weiteren Versuchsreihen wurde dann die Dauer der Spannungseinwirkung entsprechend reduziert. Dies ist vorteilhaft hinsichtlich einer Anwendung des Verfahrens in der Praxis.

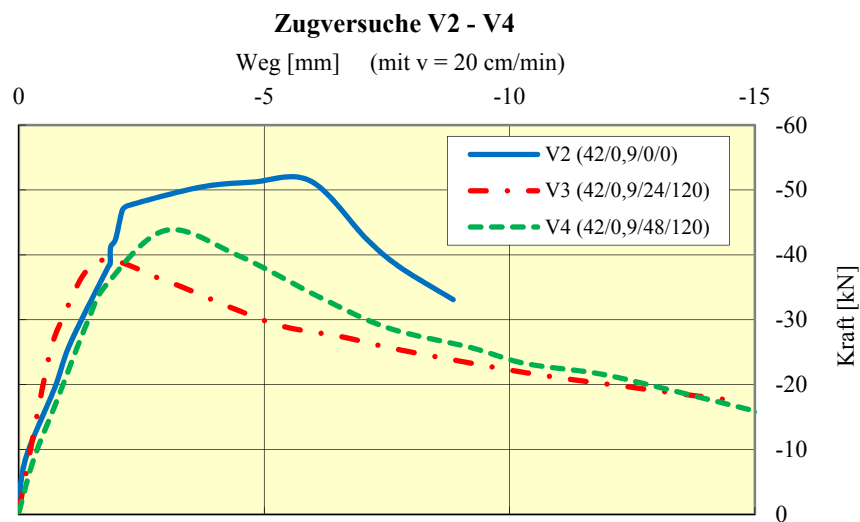


Abbildung 9: Ergebnisse der Zugversuche V2, V3 und V4.

## 6 Numerische Simulation

Zur Erfassung der elektro-osmotischen Fließvorgänge im Untergrund zwischen einer Spundwand, die als Kathode dient und einer Anode z. B. in Form eines in den Untergrund einzubringenden Stahlrohres wurden numerische Simulationen durchgeführt. Das eingesetzte numerische Verfahren berücksichtigt lediglich den Feuchte-transport im Boden infolge eines Stromflusses ohne die Interaktion zwischen Spundbohle und Boden an der Kontaktfläche zu erfassen. Es wurde von der Firma Elsyca in einem Programmcode implementiert. Mit Hilfe dieses Programmes wurde eine Parameterstudie zur Optimierung der Konfiguration durchgeführt. Abbildung 10 zeigt den typischen Aufbau des Systems Anode (Stahlrohr) – Kathode (Spundwand).

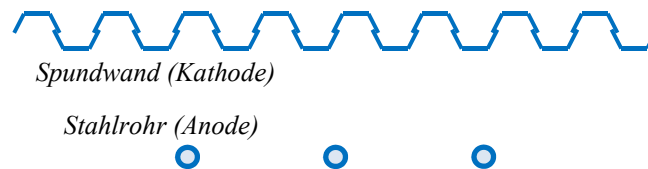


Abbildung 10: Konfiguration Anode (Stahlrohr) – Kathode (Spundwand) für die numerische Parameterstudie in [Vre13].

In der Parameterstudie wurden folgende Parameter variiert:

- Einbindetiefe Spundwand (Kathode) = 10 m
- Abstand Kathode – Anode = 2, 4, 6 m
- Einbindetiefe Anode = 6, 10, 12 m
- Anzahl der Anoden = 1 bzw. 3
- Abstand zwischen einzelnen Anoden = 4 bzw. 8 m
- Elektrische Feldstärke = 60 bzw. 120 V/m.

Abbildung 11 zeigt die Verteilung der Stromdichte  $J$  [A/m<sup>2</sup>] an einer Spundwand bestehend aus Spundbohlen Arcelor PU18. Die Breite der Wand wurde so gewählt, dass an den Seitenrändern die Elektro-Osmose keinen nennenswerten Einfluss hatte. Das Ergebnis der Abbildung 11 zeigt folgende Konfiguration: 3 Anoden mit einem Abstand untereinander von jeweils 4 m und einer Entfernung zur Wand von 2 m; Einbindetiefe der Anode 6m; aufgebrachte Spannung 240V entsprechend einer Feldstärke von 120 V/m.

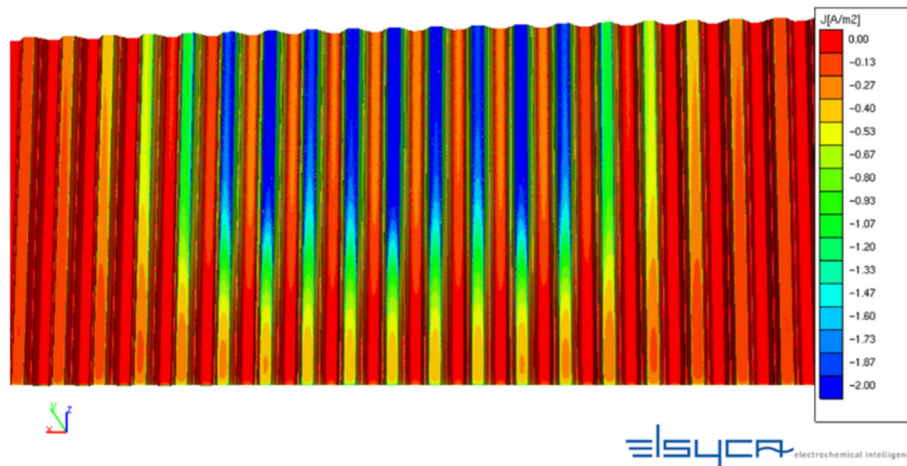


Abbildung 11: Numerische Simulation: Verteilung der Stromdichte  $J$  [ $\text{A/m}^2$ ].

Die numerischen Ergebnisse der Parameterstudie bildeten die Grundlage zur Aufstellung eines empirischen Bemessungsverfahrens zur Wahl der optimalen Konfiguration für die Anwendung in der Baupraxis. Das Verfahren wird in [Vre13] aufgestellt und mit Beispielen erläutert.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der vorgestellten Studie wurde untersucht, inwieweit die Anwendung von Elektro-Osmose eine Kraftreduzierung beim Herausziehen von Stahlspundbohlen mit sich bringt. Neben der Ermittlung von elektro-osmotischen Parameterwerten des verwendeten Tons in einer osmotischen Röhre wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche im Labor durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen eine nennenswerte Reduzierung der erforderlichen Herausziehkraft. Die Wirkung der Elektro-Osmose wurde anschließend anhand von großmaßstäblichen Versuchen im Labor bestätigt. Mittels numerischer Simulation wurde eine Parameterstudie zur Ermittlung der optimalen Konfiguration bei Einsatz des Verfahrens in der Praxis durchgeführt. Die nächsten Schritte sehen eine in-situ-Versuchsreihe vor. Hierbei sind Sicherheitsaspekte im Zusammenhang mit dem elektrischen Stromfluss in den Bauteilen und dem Boden zu berücksichtigen.

## Literatur

- [Alt75] ALTE, B.; BERGGREN, B.: *Elektroosmotisk smörjning av spont*. Stockholm, 1975.
- [Baa00] BAALEN, L. van; u. a.: *Applicability of electro-osmosis to reduce clay adherence in a TBM*. Int. Conf. on Geotechnical & Geological Engineering. Melbourne, 2000
- [But80] BUTTERFIELD, R.; JOHNSTON, I.W.: The influence of electro-osmosis on metallic piles in clay, *Géotechnique*, 30(1980), 1, S. 17-38
- [Cas83] CASAGRANDE, L.: Stabilization of soils by means of electro-osmosis. State-of-the art, *Journal of Boston Society of Civil Engineers* 69(1983), 2, S. 255-302
- [Mat08] MATHAY, G.: *Einfluss der Elektro-Osmose auf den Ziehvorgang bei Stahlspundbohlen*. Diplomarbeit am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau, TU Kaiserslautern, 2008
- [Mit93] MITCHEL, J.K.: *Fundamentals of Soil Behaviour*, J. Wiley, New York, 1993
- [Sha83] SHAPIRO, A.P.; PROBSTEN, R.F.: Removal of contaminants from saturated clay by electroosmosis, *Environmental Science & Technology*, 27(1983), 2, S. 283-291
- [Vre13] VRETTOS, C.; MERZ, K.; BECKER, A.; HIGGINS, K.; NELISSEN, G.; BOURDOUXHE, M.-P.; DA SILVA ARÊDE, L.; WALSH, M.; POOLE, A.: *Industrial Application of Electro-osmosis to Reduce Environmental Impact of Steel Sheet Piles via Reuse (INAREIS)*, Final Report, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel, TG Steel 8, RFSR-CT-2009-00026, 2013

# **Zementfiltration bei der Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden**

**X. Stodieck**  
**T. Benz**

*Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe*  
*Norwegian University of Science and Technology, Trondheim,*  
*Norwegen*

---

*Bei der Herstellung von Verpressankern wird Zementsuspension in ein Bohrloch gepresst, um den Ankerkörper herzustellen. In nichtbindigen, durchlässigen Böden agiert der Boden als Filter und überschüssiges Wasser wird aus der Suspension abgefiltert. In diesem Beitrag wird eine Serie von Laborversuchen vorgestellt, anhand derer der Einfluss von Verpressdruck und Wassergehalt der Suspension auf das Filtrationsverhalten sowie die Materialeigenschaften des entstandenen Filtrats untersucht wurden. Anschließend werden unterschiedliche Modelle zur Berechnung der Zementfiltration verglichen und Berechnungsparameter ermittelt.*

## **1 Einleitung**

Die Bemessung von Verpressankern basiert auf empirischen Methoden, da es bisher nicht möglich ist, die Ankerkapazität auf der Grundlage von analytischen oder numerischen Berechnungen zu prognostizieren. Dies liegt vor allem daran, dass der Einfluss der Ankerherstellung auf das Tragverhalten wenig untersucht ist, obwohl sich gezeigt hat, dass der Herstellungsprozess eine wichtige Rolle spielt. Insbesondere wurde beobachtet, dass Verpressen von Zementsuspension bei der Herstellung von Ankern in nichtbindigen Böden die Ankertragfähigkeit erhöht. Man geht davon aus, dass durch das Verpressen der Verbund zwischen Ankerkörper und Boden verbessert wird, der Boden verdichtet und die Radialspannungen auf den Ankerkörper erhöht werden ([May83], [WM09]). Allerdings fehlen Untersuchungen zum genauen Ausmaß dieser Einflüsse und Korrelationen zwischen Verpressdruck, Verpressdauer und Ankertragfähigkeit.

Vermutlich wird während der Ankerherstellung in nichtbindigen Böden Wasser aus



der Zementsuspension gepresst, während die Zementpartikel im Bohrloch zurückbleiben. Wenn genügend Zugabewasser abgefiltert wird, entstehen Kontakte zwischen den Zementpartikeln, über welche effektive Spannung übertragen werden können. Durch die entstandene Schubfestigkeit des Filterkuchenmaterials wird eine Rückverformung des Bodens nach dem Verpressen behindert. Ein besseres Verständnis der Zementfiltration sowie Kenntnis über Entwicklung der Filterkuchendicke und dessen mechanische Eigenschaften sind ein erster Schritt, die Herstellungseinflüsse von Verpressankern beurteilen zu können.

In einigen früheren Arbeiten wurde das Filtrationsverhalten von Zementsuspension experimentell untersucht. Hierbei wurden allerdings Suspensionen mit höheren Wassergehalten oder niedrigeren Verpressdrücken als bei Ankerherstellung üblich betrachtet. Es hat sich gezeigt, dass der Filtrationsprozess mit der klassischen Konsolidierungstheorie nach Terzaghi abgebildet werden kann [LKS<sup>+</sup>12], [KK95] und [PRPL11], aber auch ein einfaches Filtrationsmodell fand Anwendung in der Beschreibung eindimensionaler Zementfiltration [McK93].

In diesem Beitrag wird eine Serie von Filtrationsversuchen vorgestellt, bei denen Verpressdruck und Wassergehalt im Rahmen der bei der Ankerherstellung üblichen Werte variiert wurden. Anhand der Versuchsergebnisse werden Parameter zur Berechnung mit dem Zwei-Phasen-Filtrationsmodell und der klassischen Konsolidierungstheorie nach Terzaghi ermittelt und beide Modelle werden hinsichtlich ihrer Eignung, die Filtration von Zementsuspensionen abzubilden, verglichen.

## 2 Theoretischer Hintergrund

### 2.1 Zwei-Phasen-Filtrationsmodell

In [McK93] wird ein Zwei-Phasen-Filtrationsmodell zur Abbildung des Filtrationsvorganges von Zementsuspensionen vorgeschlagen. Der eindimensionale Filtrationsprozess einer Suspension wird hier als Phasenübergang zwischen Suspension und Filterkuchen betrachtet, wobei die Materialeigenschaften der einzelnen Phasen (Suspension und Filterkuchen) als homogen und unveränderlich angenommen werden. Die Feststoffpartikel, welche vom Filter zurückgehalten werden, bilden den sogenannten Filterkuchen, es tritt reine Flüssigkeit aus aber die Partikelkonzentration in der Suspension bleibt unverändert. Die Geschwindigkeit, mit der sich der Filterkuchen aufbaut, hängt von dem Volumenstrom der Flüssigkeit ab, die aus der Suspension gepresst wird. Der Volumenstrom der ausgepressten Flüssigkeit ergibt sich aus dem Verpressdruck sowie dem hydraulischen Widerstand des Filterkuchens und des Filtermediums. [McK93] stellt allerdings heraus, dass die Durchlässigkeit des Filtermediums vernachlässigt werden kann, da bei geringer Filterkuchendurchlässigkeit im Verhältnis zur Durchlässigkeit des Filtermaterials bereits nach kurzer Zeit der Einfluss des Filterkuchens überwiegt.



Nach dem Gesetz von Darcy lässt sich der Volumenstrom der ausgepressten Flüssigkeit  $Q$  zu einem bestimmten Zeitpunkt aus dem Verpressdruck  $\sigma$ , der Filterkuchendicke  $L_c$  und der Filterkuchendurchlässigkeit  $k_c$  bestimmen

$$Q = \frac{k_c}{\gamma_w} \frac{\sigma}{L_c} A, \quad (1)$$

wobei  $A$  die Drainagefläche darstellt. Unter der Annahme inkompressibler Flüssigkeit und Partikel entspricht die Volumenänderung der Probe (Suspension + Filterkuchen) dem Volumen der ausgepressten Flüssigkeit. Die Stempelbewegung  $\delta$  lässt sich daher direkt aus der Volumenänderung berechnen und Division von Gleichung (1) durch die Fläche  $A$  ergibt

$$\frac{d\delta}{dt} = \frac{k_c}{\gamma_w} \frac{\sigma}{L_c}. \quad (2)$$

Geht man nun von konstanter Partikelkonzentration innerhalb der Suspension und innerhalb des Filterkuchens aus, lässt sich die Filterkuchendicke in Abhängigkeit der Verpressdauer direkt berechnen. Die Verformung des Stempels  $\delta$  ergibt sich direkt aus der Anfangsporenzahl der Suspension  $e_g$  und der Porenzahl des Filterkuchens  $e_c$ :

$$\delta = L_c \frac{e_g - e_c}{1 + e_c}. \quad (3)$$

Durch Kombination der Gleichungen (2) und (3) und Integration lässt sich nun die Filterkuchendicke für einen beliebigen Zeitpunkt ermitteln

$$L_c = \sqrt{\frac{2\sigma k_c}{\gamma_w} \left( \frac{1 + e_c}{e_g - e_c} \right) t}. \quad (4)$$

Der Filtrationsprozess ist beendet, sobald die gesamte Suspension drainiert ist und der Stempel die Filterkuchenoberfläche berührt:  $L_{c,fin} = h_0 - \delta_{fin}$ .

## 2.2 Klassische Konsolidierungstheorie nach Terzaghi

Von vielen Autoren wurde die klassische Konsolidierungstheorie nach Terzaghi verwendet, um das Filtrationsverhalten von Zementsuspension zu beschreiben ([LKS<sup>+</sup>12], [KK95] und [PRPL11]). Im Gegensatz zum Zwei-Phasen-Modell geht man hier von einem Feststoff als Ausgangsmaterial aus, welcher durch die aufgebrachte Belastung komprimiert wird, dessen Eigenschaften aber unverändert bleiben. Die Last wird initial ausschließlich auf das Porenwasser übertragen und erzeugt Porenwasserüberdrücke. Die allmähliche Dissipation der Porenwasserüberdrücke  $u$  über die Zeit  $t$  lässt sich durch die Gleichung

$$\frac{du}{dt} = c_v \frac{d^2 u}{dz^2} \quad (5)$$

darstellen. Der Konsolidierungsbeiwert  $c_v$  ergibt sich aus der Durchlässigkeit  $k$  und der Steifigkeit des Materials.

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} . \quad (6)$$

Der Kompressibilitätsfaktor  $m_v$  ist definiert als

$$m_v = \frac{\varepsilon}{\sigma'} , \quad (7)$$

wobei  $\varepsilon$  die vertikale Dehnung verursacht durch die effektive Spannung  $\sigma'$  ist.

### 3 Versuchsaufbau

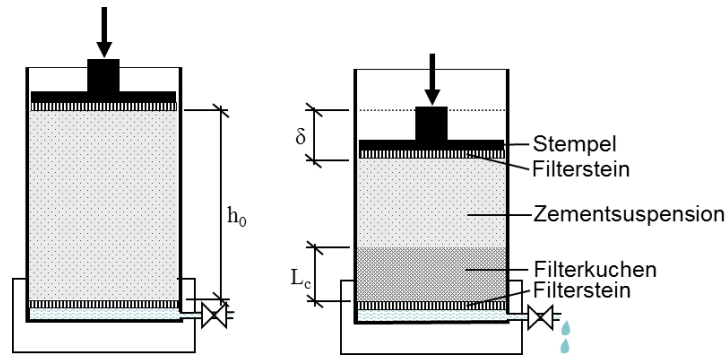


Abbildung 1: Schematische Darstellung eines Filtrationsversuchs.

Das Filtrationsverhalten von Zementsuspension wurde anhand eindimensionaler Filtrationsversuche untersucht. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 1 dargestellt. Für den Filtrationsversuch wird Zementsuspension in einen Stahlzylinder mit einem Durchmesser von  $54 \text{ mm}$  bis zu einer Höhe von  $h_0 = 80 \text{ mm}$  eingefüllt und über einen beweglichen Stempel belastet. Über Gewichte wird die Last auf den Stempel erhöht, bis der gewünschte Suspensionsdruck erreicht ist; anschließend wird ein Ventil an der Zylinderunterseite geöffnet. Nun kann die Zementsuspension durch einen Filter an der Unterseite des Zylinders drainieren. Wasser wird aus der Zementsuspension gepresst, während die Zementpartikel vom Filtermedium zurückgehalten werden. Die Stempelbewegung  $\delta$  sowie der Porendruck  $u$  werden an der Oberkante der Probe aufgezeichnet. Die in der gesamten Testserie verwendete Zementsuspension bestand aus Norcem Standard Portlandzement mit einer spezifischen Korndichte von  $3.15 \text{ kg/l}$  und Wasser. Außerdem wurde ein Verzögerer (Sika<sup>®</sup> Retarder) beigemischt, um ein Abbinden

während der Versuchsdauer zu unterbinden. Die verwendeten Wasser/Zement-Werte betrugen  $w/z = 0,4; 0,45; 0,5$  und  $0,6$  und die Verpressdrücke variierten zwischen 100, 200, 500, 1000 und 1400  $kPa$ .

## 4 Versuchsergebnisse

Das Ergebnis eines typischen Filtrationsversuchs einer Zementsuspension mit Anfangswassergehalt  $w/z = 0,5$  unter einem Verpressdruck von 1000  $kPa$  ist in Abbildung 2 dargestellt. Die Stempelbewegung ist nahezu linear über  $\sqrt{t}$  bis zu einem bestimmten Punkt, an dem sie schlagartig stagniert. Der Porendruck an der Oberkante der Probe sind nahezu konstant auf dem Niveau des Verpressdrucks, bis er schlagartig abfällt (Filtrationspunkt ( $t_{filt}$ )).

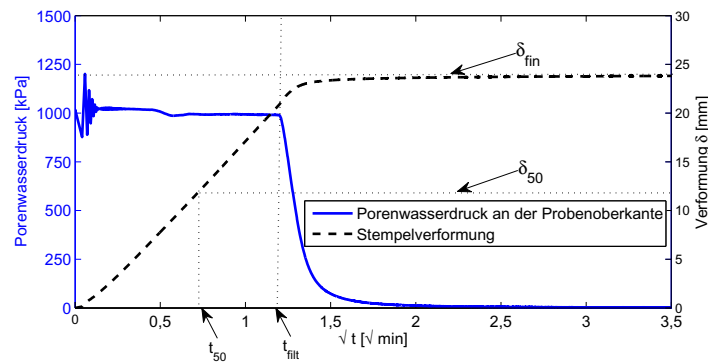


Abbildung 2: Stempelverformungen und Porendrucke eines typischen Filtrationsversuchs mit  $\sigma = 1000 \text{ kPa}$  und  $w/z = 0.5$ .

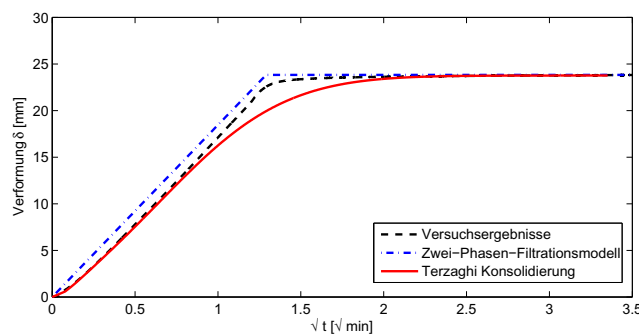


Abbildung 3: Typische Stempelverformung eines Filtrationsversuchs im Vergleich mit Berechnungswerten.

In Abbildung 3 ist die Verformung des Stempels eines typischen Filtrationsversuchs den theoretischen Verformungen aus der klassischen Konsolidierungstheorie nach Terzaghi und dem Zwei-Phasen-Filtrationsmodell gegenübergestellt. Die tatsächlichen Verformungen liegen zwischen diesen beiden Berechnungsmodellen, welche als Grenzwerte angesehen werden können. Während beim Zwei-Phasen-Filtrationsmodell klar zwischen Suspension und Filterkuchen differenziert wird, basiert die Konsolidierungstheorie auf der Annahme einer graduellen Entwässerung über die gesamte Probenhöhe.

#### 4.1 Wassergehalt des Filterkuchens

Der Wassergehalt des Verpressgutes wurde direkt vor und nach dem Filtrationsversuch bestimmt, indem eine kleine Probe des Materials in einem Mikrowellenofen solange getrocknet wurde, bis das Gewicht konstant blieb. Die Trocknung in einer Mikrowelle eignet sich besser zur Bestimmung des Wassergehalts von frischer Zementsuspension als die konventionelle Ofentrocknung, da der Wassergehalt der Probe bereits in wenigen Minuten wesentlich reduziert und dadurch weiteres Abbinden des Zements verhindert wird, während die konventionelle Ofentrocknung wesentlich mehr Zeit in Anspruch nimmt. Alternativ zu den Messungen wurde der theoretische Wassergehalt anhand der Porenzahl  $e_c$  des Filterkuchenmaterials berechnet. Diese wurde unter Annahme vollständiger Sättigung des Porenraums durch umstellen der Gleichung (3) und einsetzen von  $L_c = h_0 - \delta_{fin}$  ermittelt:

$$e_c = \left( e_g - \frac{(1 + e_g)\delta_{fin}}{h_0} \right). \quad (8)$$

Wassergehalte, die durch Trocknung im Mikrowellenofen ermittelt worden sind, waren durchschnittlich 8 % geringer als die theoretisch berechneten w/z Werte.

Der Wassergehalt des Filterkuchens  $w/z_{fin}$  nach vollständiger Filtration ist in Abbildung 4 dargestellt. Für Verpressdrücke über 200 kPa scheint der Wassergehalt unabhängig vom aufgebrauchten Verpressdruck und vom Anfangswassergehalt der Suspension zu sein. Nimmt man die Mittelwerte aller Versuche eines Verpressdrucks, dann ergibt sich ein finaler Wassergehalt von ungefähr  $w/z_{fin} = 0,29$  für Drücke über 200 kPa und  $w/z_{fin} = 0,32$  bei Drücken um 200 kPa, basierend auf den berechneten Werten.

#### 4.2 Durchlässigkeit des Filterkuchens

Die Durchlässigkeit des Filterkuchenmaterials wurde in direkten Durchlässigkeitsversuchen sowie durch Rückrechnungen mit dem Zwei-Phasen-Filtrationsmodell und der klassischen Konsolidierungstheorie ermittelt.

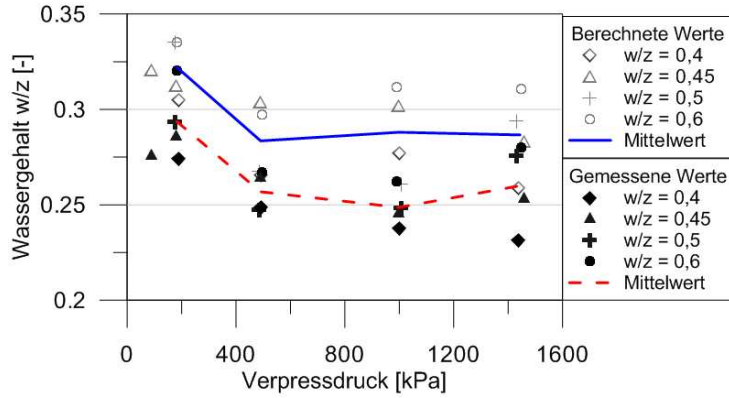


Abbildung 4: Wassergehalt des Filterkuchenmaterials.

Basierend auf dem Filtrationsmodell ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert  $k_c$  des Filterkuchens durch Umstellung der Gleichung (5)

$$k_c = \frac{h_{fin}^2 \gamma_w}{2 \sigma t_{fin}} \left( \frac{e_g - e_c}{1 + e_c} \right). \quad (9)$$

Der Zeitpunkt  $t_{fin}$  ist als der Punkt definiert, an dem der Stempel den Filterkuchen berührt und wurde durch Extrapolation des linearen Teils der  $\sqrt{t}$ -Verformungskurve bis  $\delta_{fin}$  ermittelt.

Wendet man die Konsolidierungstheorie an, dann wird der mittlere Durchlässigkeitsbeiwert  $k_m$  durch die Umstellung der Gleichung (6) ermittelt

$$k_m = \frac{c_v}{\gamma_w m_v} \quad (10)$$

mit

$$m_v = \frac{\varepsilon}{\sigma} = \frac{\delta_{fin}}{h_0 \sigma}. \quad (11)$$

Bei den direkten Durchlässigkeitsversuchen wurde im Anschluss an die Filtration der Stempel entfernt und konstanter Wasserdruck am oberen Ende der Probe aufgebracht. Basierend auf Darcys Gesetz wurde der Durchlässigkeitsbeiwert aus dem spezifischen Abflusses  $q$  und dem Gradienten  $i$  ermittelt:

$$i = \frac{dh}{dz} = \frac{p}{\gamma_w h_{fin}} \quad (12)$$

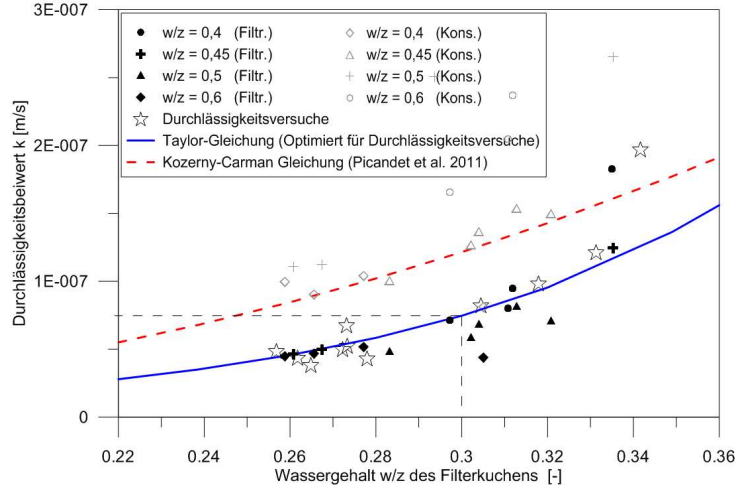


Abbildung 5: Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  in Abhängigkeit zum Wassergehalt des Filterkuchens.

$$q = k \frac{dh}{dz} \rightarrow k = q \frac{\gamma_w h_{fin}}{p} . \quad (13)$$

Die Durchlässigkeiten  $k_c$  und  $k_m$  sind in Abbildung 5 dargestellt. Die direkt gemessenen Durchlässigkeiten sind den Werten der Zwei-Phasen-Filtrationstheorie sehr ähnlich, während die Werte, die mittels des Konsolidierungsansatzes berechnet wurden, im Allgemeinen höher liegen. Dies ergibt sich daraus, dass in der Konsolidierungstheorie ein konstanter Mittelwert über die gesamte Probenhöhe und Versuchsdauer angenommen wird, während der Filtrationsansatz nur die Durchlässigkeit des Filterkuchens mit einbezieht. In Abbildung 5 ist eine deutliche Korrelation zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  und dem Wassergehalt des Filterkuchens erkennbar. Dies stimmt mit dem Standpunkt überein, dass die Durchlässigkeit eines körnigen Materials von der Porenzahl abhängt. [PRPL11] schlagen folgende Gleichungen vor, um die Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwerts von der Porenzahl einer Zementsuspension zu beschreiben: Die Carman-Gleichung

$$k = C_x \frac{e^3}{1 + e} , \quad (14)$$

welche ursprünglich von [Car56] eingeführt wurde, sowie den logarithmischen Ansatz

$$\Delta(\log_{10} k) = \frac{\Delta e}{C_k} , \quad (15)$$

der von Taylor im Jahr 1948 vorgeschlagen wurde [Tay48]. Für die Abbildung der Ergebnisse der hier vorgestellten Testserie war Taylors logarithmischer Ansatz in Gleichung (15) am besten geeignet. Diese, und die von Picandet auf seine Durchlässig-

keitsversuche an Zementsuspensionen angepasste Carman-Gleichung [PRPL11], sind ebenfalls in Abbildung 5 dargestellt.

## 5 Auswertung der Filtrationsversuche

Für die in Kapitel 2 beschriebenen Methoden werden zur Berechnung der Zementfiltration unterschiedliche Parametersätze benötigt. Durch Rückrechnung der Laborversuche wurde die Abhängigkeit dieser Parametersätze von den Randbedingungen wie Verpressdruck und Wassergehalt untersucht, um den Einfluss dieser auf den Verpressvorgang herauszustellen.

### 5.1 Filtrationsrate (Zwei-Phasen-Filtrationsmodell)

Mit dem Zwei-Phasen-Filtrationsmodell kann die Ausbildung des Filterkuchens direkt aus der Filtrationsrate, die mit  $\sqrt{t}$  konstant angenommen wird, berechnet werden. Die Rate der Filterkuchenausbildung ergibt sich somit aus der Zunahme der Filterkuchendicke  $L_c$  mit  $\sqrt{t}$ . Unter der Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Verformung  $\delta$  und  $\sqrt{t}$ , ergibt sich die Neigung der Filtrationskurve näherungsweise aus

$$\frac{d\delta}{d\sqrt{t}} \approx \frac{\delta_{50}}{\sqrt{t_{50}}} . \quad (16)$$

Die Kombination von Gleichung (16) und (3) ergibt die Filtrationsrate

$$\frac{dL_c}{d\sqrt{t}} = \frac{\delta_{50}}{\sqrt{t_{50}}} \left( \frac{1 + e_c}{e_g - e_c} \right) . \quad (17)$$

Die Filtrationsraten von Zementsuspensionen mit unterschiedlichen Wassergehalten und Verpressdrücken sind in Abbildung 6 dargestellt. Die Filtrationsrate nimmt mit höherem Verpressdruck deutlich zu, da die höheren Druckgradienten zu höheren Abflussraten führen (vgl. Gleichung (1)). Trotz der Streuung der Versuchsergebnisse ist erkennbar, dass die Filtrationsrate mit zunehmendem ursprünglichem Wassergehalt der Zementsuspension abnimmt. Dieses Ergebnis ist plausibel, da mit höherem ursprünglichem Wassergehalt mehr Wasser ausgefiltert werden muss, um den finalen Wassergehalt zu erreichen.

Die theoretische Filtrationsrate für Zementsuspensionen unterschiedlicher Wassergehalte wurde anhand des Filtrationsmodells ermittelt. Die Umstellung der Gleichung (4) und eine Ableitung nach  $\sqrt{t}$  führt zu

$$\frac{dL_c}{d\sqrt{t}} = \sqrt{\left( \frac{2k_c}{\gamma_w} \right) \left( \frac{1 + e_c}{e_g - e_c} \right) \sigma} . \quad (18)$$

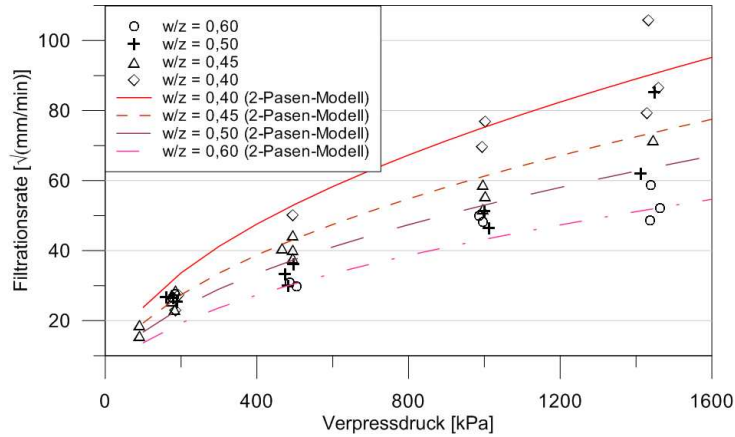


Abbildung 6: Filtrationsrate  $\frac{dL_c}{d\sqrt{t}}$ . Versuchsergebnisse und berechnete Werte aus dem Filtrationsmodell.

In angemessener Übereinstimmung mit Abbildung 4 wurde die Rückrechnung mit einer konstanten, repräsentativen Porenzahl des Filterkuchens  $e_c = 0,95$  ausgeführt, die einem Wassergehalt von  $w/z_c = 0,3$  entspricht. Für  $w/z_c = 0,3$  wurde dann die Durchlässigkeit  $k_c = 7,5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  anhand der Korrelation aus Abbildung 5 bestimmt. Die zurückgerechneten Filtrationsraten stimmen gut mit den Versuchsdaten überein.

## 5.2 Konsolidierungsbeiwert (Konsolidierungstheorie)

Bei der klassischen Konsolidierungstheorie nach Terzaghi wird der Verformungsgrad durch den Konsolidierungsbeiwert  $c_v$  und den Kompressibilitätsfaktor  $m_v$  ermittelt. Der Kompressibilitätsfaktor  $m_v$  wurde mit Gleichung (7) abgeschätzt, unter der Annahme, dass am Ende des Filtrationsversuchs vollständige Konsolidierung erreicht wurde. Die theoretische Lösung der Terzaghi Konsolidierungstheorie liefert bei 50 % Konsolidierung den Zeitparameter  $T = c_v t_{50} / h^2 = 0.197$  und der Konsolidierungsbeiwert kann mit

$$c_v = 0.197 \frac{h^2}{t_{50}} \quad (19)$$

ermittelt werden. Hierfür wurde der Zeitpunkt  $t_{50}$  unter Annahme eines linearen Verlaufs der Konsolidierungskurve mit  $\sqrt{t}$  bei  $\delta_{50} = \delta_{fin}/2$  ermittelt. Diese Methode ist eine vereinfachte Form der 'log(t)-Methode' [CF40], die zusätzlich noch die Ermittlung einer anfänglichen und finalen Verformung beinhaltet. Bei der vorgestellten Versuchsreihe wurde es als angemessen angesehen, die Anfangsverformung als  $\delta_0 = 0$  und den letzten Messwert als Endwert  $\delta_{fin}$  anzunehmen. Die Konsolidierungsbeiwerte  $c_v$  sind in Abbildung 7 in Abhängigkeit vom aufgetragenen Verpressdruck dargestellt. Mit zunehmendem Verpressdruck nimmt  $c_v$  zu, aber es ist keine eindeutige Kor-



relation zu dem ursprünglichen Wassergehalt der Suspension erkennbar. Daher wurde unabhängig vom Wassergehalt eine lineare Korrelation zwischen  $c_v$  und dem Verpressdruck für alle Versuchsergebnisse angewandt:  $c_v = 6,07 \times 10^{-8} \cdot \sigma + 7,79 \times 10^{-6}$ . Diese Korrelation wurde zur Rückrechnung der Versuche mit Terzaghis Konsolidierungstheorie verwendet (Abbildung 8). Die berechneten Konsolidierungskurven stimmen für die verschiedenen Verpressdrücke gut mit den Versuchsergebnissen überein.

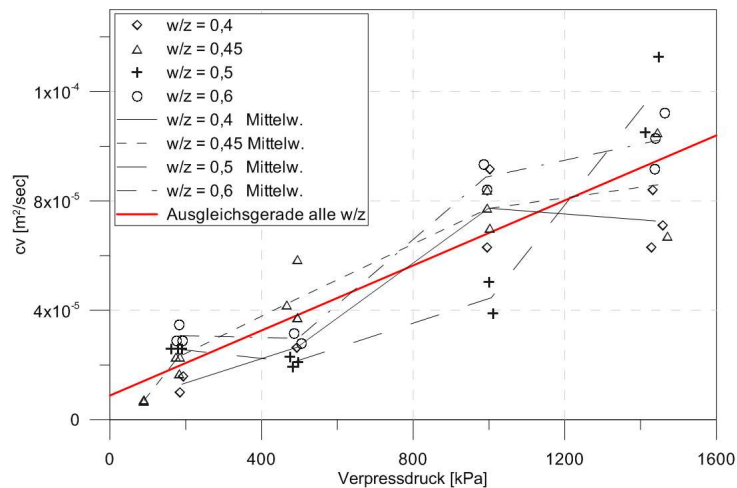


Abbildung 7: Konsolidierungsbeiwert  $c_v$  für verschiedene Verpressdrücke.

Die Annahme eines konstanten  $c_v$ -Wertes während der Konsolidierung, wie in der klassischen Konsolidierungstheorie angewandt, ist für die Zementfiltration allerdings eine grobe Vereinfachung, da die Durchlässigkeit und Steifigkeit des Materials sich im Verlauf des Konsolidierungsprozesses stark verändert. Beide Parameter, Durchlässigkeit  $k_m$  und Kompressibilität  $m_v$ , nehmen mit abnehmender Porenzahl  $e$  oder zunehmender effektiver Spannung  $\sigma'$  ab. Betrachtet man Gleichung (6), könnte  $c_v$  durch Veränderung der Materialparameter bei Änderung der effektiven Spannung entweder abnehmen, zunehmen oder konstant bleiben, abhängig davon, welcher Parameter den größten Einfluss hat. Normalerweise wird angenommen, dass sich die Veränderungen von  $k_m$  und  $m_v$  gegenseitig aufheben, und daher die Annahme eines konstanten  $c_v$  zutreffend ist. Dies trifft nicht für alle Materialien zu und [ANP12] schlagen einen veränderten Konsolidierungsansatz vor, bei dem  $c_v$  von der linearen effektiven Spannung abhängt.

Abbildung 9 zeigt den Konsolidierungsgrad  $U = \delta/\delta_{fin}$  eines typischen Filtrationsversuchs im Vergleich zu den Konsolidierungskurven unterschiedlicher  $c_v$ -Werte. Die Konsolidierungskurve der Zementsuspension verläuft durch unterschiedliche Terzaghi Konsolidierungskurven. Das bedeutet, dass  $c_v$  sich graduell mit dem Konsolidierungsgrad  $U$  und somit auch mit der effektiven Spannung  $\sigma'$  ändert. Um dieses Verhalten besser abbilden zu können wurden die Filtrationsversuche nun mit spannungsabhängi-

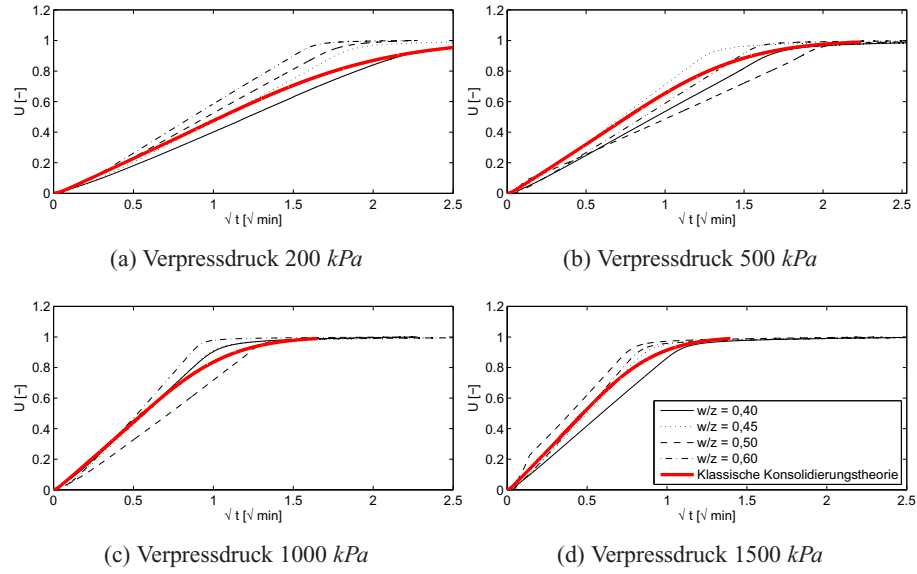


Abbildung 8: Konsolidierungsgrad  $U$  der Filtrationsversuche sowie Rückrechnung mit klassischer Konsolidierungstheorie nach Terzaghi.

gem  $c_v$  nachgerechnet. Hierzu wurde die Finite-Differenzen-Methode mit einem modifizierten Konsolidierungsansatz verwendet. Die Probe wurde über die Höhe in 30 Elemente unterteilt und in jedem Element wird der Konsolidierungsbeiwert  $c_v$  in jedem Zeitinkrement aktualisiert. Hierbei wird linear zwischen dem ursprünglichen  $c_{v,ini}$  und dem finalen  $c_{v,fin}$  Konsolidierungsbeiwert interpoliert:

$$c_v = c_{v,ini} + (c_{v,fin} - c_{v,ini})U. \quad (20)$$

Das Ergebnis dieser Rückrechnung ist in Abbildung 9 zu sehen (durchgängige Linie). Mit einem veränderlichen  $c_v$ -Wert konnten die Versuchsergebnisse noch präziser nachgerechnet werden. Allerdings wurden  $c_{v,ini}$  und  $c_{v,fin}$  für genau diesen Versuch optimiert. Es konnte kein allgemeiner Parametersatz bestimmt werden, der es ermöglicht, alle Versuche besser abzubilden als mit konstantem  $c_v$ .

### 5.3 Berechnung der Filterkuchendicke

Die Filterkuchendicke kann bei der Verwendung des Zwei-Phasen-Filtrationsmodells direkt mit Gleichung (4) berechnet werden, da eindeutig zwischen Filterkuchen und ungefilterter Zementsuspension unterschieden wird. Eine weitere Kompression des Filterkuchens nach dessen Entstehung wird nicht berücksichtigt. Im Gegensatz hierzu wird bei der klassischen Konsolidierungstheorie nicht zwischen Filterkuchen und

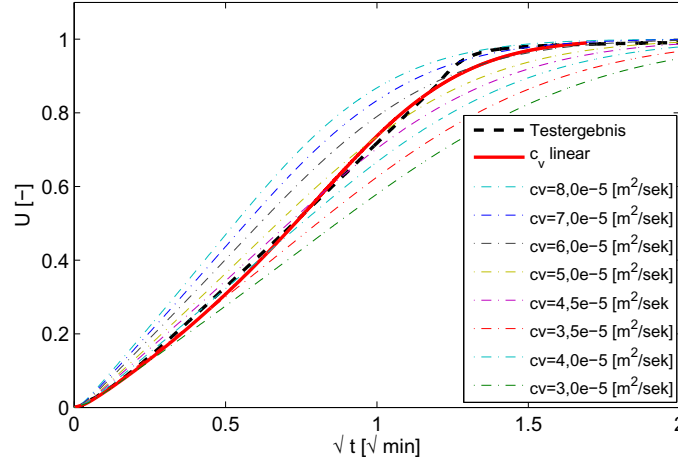


Abbildung 9: Konsolidierungskurve eines Filtrationsversuchs mit  $w/z = 0,5$  und  $1000 \text{ kPa}$  Verpressdruck sowie Rückrechnung mit konstantem und mit spannungsabhängigem  $c_v$ .

Suspension unterschieden, sondern eine graduelle Konsolidierung der gesamten Probe angenommen. Materialeigenschaften wie Steifigkeit und Durchlässigkeit werden in der gesamten Probe homogen und unveränderlich betrachtet. Geht man aber davon aus, dass der Filterkuchen bei Erreichen einer bestimmten Porenzahl entsteht, dann könnte die Ausbreitung des Filterkuchens mit dem Konsolidierungsgrad  $U$  in Verbindung gebracht werden:

$$U = \frac{\delta}{\delta_{fin}}. \quad (21)$$

Der Konsolidierungsgrad  $U$  bei  $t_{filt}$ , dem Punkt an dem der Porenwasserdruck am oberen Ende der Probe abzunehmen beginnt, lag in den Versuchen zwischen  $U = 0,75$  und  $0,95$ . Dies entspricht einem Wassergehalt zwischen  $w/z = 0,28$  und  $0,36$ . Theoretisch hängt die Verformung und damit auch der Konsolidierungsgrad bei  $t_{filt}$  größtenteils vom anfänglichen Wassergehalt der Zementsuspension ab, da durch diesen die ausgepresste Wassermenge und somit Verformung definiert wird, die notwendig ist, um einen bestimmten mittleren Wassergehalt in der Probe zu erreichen. Der aufgebrachte Verpressdruck bestimmt dann hauptsächlich die Kompression des entstandenen Filterkuchenmaterials. Bei den Versuchsergebnissen wurde allerdings kein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem ursprünglichen Wassergehalt der Zementsuspension, dem Verpressdruck und dem Konsolidierungsgrad  $U$  erkennbar, was durch Variation der Versuchsergebnisse und Ungenauigkeiten bei der Auswertung erklärt werden könnte. Angenommen, alle Versuche ergeben einen Filterkuchen mit  $w/z_{fin} = 0,29$  (vgl. Abbildung 4), dann würde ein mittlerer Wassergehalt  $w/z_{filt} = 0,32$  zur Filtrationszeit bei ursprünglichen Wassergehalten von  $0,4; 0,45; 0,5$  und  $0,6$  zu entsprechenden  $U_{filt}$ -Werten von  $0,75; 0,83; 0,87$  und  $0,91$  führen. Obwohl die spannungsabhängige

Kompression des Filterkuchens bei diesem Ansatz nicht berücksichtigt wurde, liegen die Ergebnisse im Bereich der Versuchsergebnisse.

## 6 Fazit

In diesem Beitrag wurden Filtrationsversuche an Zementsuspension mit Wassergehalten zwischen  $w/z = 0,4$  und  $0,6$  vorgestellt. Der Einfluss des anfänglichen Wassergehalts der Suspension sowie des Verpressdrucks wurden untersucht und die Versuchsergebnisse wurden anhand eines Zwei-Phasen-Filtrationsmodells und der klassischen Konsolidierungstheorie zurückgerechnet. Beide Modelle erwiesen sich als geeignet, die Laborversuche nachzurechnen. Während das Filtrationsmodell den Filtrationsvorgang von Feststoffteilchen aus einer Suspension beschreibt, wird bei der Konsolidierungstheorie die Dissipation von Wasser aus einem Feststoff betrachtet. Die Konsistenz der verwendeten Zementsuspensionen lag zwischen flüssiger und pastenähnlicher Konsistenz und in diesem Fall stellen die zwei Modelle eine obere und untere Grenze dar, um den Filtrationsprozess zu beschreiben. Für die Berechnung mit dem Zwei-Phasen-Filtrationsmodell werden als Parameter der anfängliche Wassergehalt der Suspension, der finale Wassergehalt sowie die Durchlässigkeit des Filterkuchens benötigt. Das Filterkuchenmaterial weist eine porenzahlabhängige Durchlässigkeit  $k_c$  zwischen  $3,81 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  und  $1,97 \times 10^{-7} \text{ m/s}$  auf. Die Werte, die basierend auf der Filtrationstheorie ermittelt wurden, stimmen gut mit den direkt gemessenen Werten überein. Dies bestätigt, dass die Annahme des Filtrationsmodells geeignet ist, die durchgeführten Versuche abzubilden. Die Annahme eines Wassergehalts des Filterkuchens von  $w/z_{fin} = 0,3$  und der dazugehörigen Durchlässigkeit  $k_c = 7,5 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  aus Abbildung 5 ermöglichte eine zutreffende Berechnung der Filtrationsrate für alle getesteten Suspensionen.

Für Berechnung nach der Konsolidierungstheorie benötigt man den Konsolidierungsbeiwert  $c_v$  und die Kompressibilität  $m_v$  des Materials. Die Kompressibilität  $m_v$  wird anhand der Verformung ermittelt, die erforderlich ist, um den finalen Wassergehalt bei dem verwendeten Verpressdruck zu erreichen. Auf Grundlage der klassischen Konsolidierungstheorie nach Terzaghi wurden für die durchgeführten Versuche  $c_v$ -Werte zwischen  $6,86 \times 10^{-6}$  und  $1,33 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$  bestimmt. Mittelwerte für alle Versuche konnten anhand einer linearen Korrelation zwischen  $c_v$  und dem Verpressdruck dargestellt werden. Mit dieser Annäherung konnten alle Versuche mittels der Konsolidierungstheorie angemessen zurückgerechnet werden. Zur Bestimmung des Filtrationspunkts wird die Anwendung des Konsolidierungsgrads  $U$  vorgeschlagen. Für die Annahme eines finalen Wassergehalts von  $w/z_{fin} = 0,29$  wurde zur Filtrationszeit ein mittlerer Wassergehalt von  $w/z_{filt} = 0,32$  ermittelt, der den Maximalwert zur Begrenzung der festgelegten  $U$ -Werte darstellt.

Die ermittelten Berechnungsparameter beider Modelle hängen von dem finalen Wassergehalt  $w/z_{fin}$  des Filterkuchenmaterials ab, der zwischen  $0,25$  und  $0,35$  schwankte, allerdings weitestgehend unabhängig vom aufgetragenen Verpressdruck war. Daher

ist es nicht möglich, die Porenzahl festzulegen, bei der das Verpressgut tatsächlich als Feststoff wirkt und spannungsabhängige Verformungen aufweist. Es scheint, als ob die Streuung der Versuchsergebnisse den Einfluss des Verpressdrucks und des anfänglichen Wassergehalts der Suspension im Rahmen der durchgeführten Versuche überdeckt. Dort, wo keine Korrelationen festgestellt werden konnten, wurden Mittelwerte aus allen Versuchen genommen, um die Versuchsergebnisse zurückzurechnen. Dieses Vorgehen führte zu zufriedenstellenden Ergebnissen bei der Rückrechnung der Versuche, allerdings ist unklar, ob die ermittelten Parameter auf andere Randbedingungen wie Wassergehalte und Verpressdrücke, die außerhalb des Versuchsbereichs liegen, angewandt werden können. Das Filtrationsmodell ermöglicht eine direkte Ermittlung der Filterkuchendicke zu jedem Zeitpunkt, aber für die Untersuchung des Filtrationsprozesses in einer Bohrlochgeometrie könnte die Anwendung der Konsolidierungstheorie besser geeignet sein, da sie bereits in der gängigen geotechnischen FEM Software implementiert ist. Die Filtrationszeit kann allerdings anhand der Konsolidierungstheorie nicht exakt ermittelt werden, da die berechneten Verformungen im letzten Teil der Kurve ungenau sind. Eine grobe Einschätzung der Mindestfiltrationszeit ist jedoch möglich. Derzeit wird anhand der hier ermittelten Erkenntnisse an einem Berechnungsansatz gearbeitet, mit dem der Aufbau eines Filterkuchens bei beliebiger Geometrie und veränderlichen Verpressdrücken berechnet werden kann.

## Literatur

- [ANP12] ABUEL-NAGA, Hossam M. ; PENDER, Michael J.: Modified Terzaghi consolidation curves with effective stress-dependent coefficient of consolidation. In: *Geotechnique Letters* 2 (2012), Nr. 2, S. 43–48
- [Car56] CARMAN, Philip C.: *Flow of gases through porous media*. London : Butterworths Scientific Publications, 1956
- [CF40] CASAGRANDE, Arthur ; FADUM, Ralph E.: *Notes on soil testing for engineering purposes*. Harvard University, Graduate School of Engineering, 1940
- [KK95] KLEYNER, Igor ; KRIZEK, Raymond J.: Mathematical Model for Bore-Injected Cement Grout Installations. In: *Journal of geotechnical engineering*. 121 (1995), Nr. 11, S. 782–788
- [LKS<sup>+</sup>12] LEE, S.-W. ; KIM, T.-S. ; SIM, B.-K. ; KIM, J.-S. ; LEE, I.-M.: Effect of pressurized grouting on pullout resistance and group efficiency of compression ground anchor. In: *Canadian Geotechnical Journal* 49 (2012), Nr. 8, S. 939–953
- [May83] MAYER, Gerhard: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Verpressankern in Sand*, Technische Universität Berlin, Diss., 1983

- [McK93] MCKINLEY, John D.: *Grouted ground anchors and the soil mechanics aspects of cement grouting.*, University of Cambridge, Diss., 1993
- [PRPL11] PICANDET, V. ; RANGEARD, D. ; PERROT, A. ; LECOMPTE, T.: Permeability measurement of fresh cement paste. In: *Cement and Concrete Research* 41 (2011), Nr. 3, S. 330–338
- [Tay48] TAYLOR, Donald W.: *Fundamentals of soil mechanics.* J. Wiley, 1948
- [War04] WARNER, James: *Practical Handbook of Grouting - Soil, Rock, and Structures.* John Wiley & Sons, 2004
- [WM09] WICHTER, Lutz ; MEINIGER, Wolfgang: Verpressanker. In: WITT, Karl J. (Hrsg.): *Grundbau-Taschenbuch Teil 2, Geotechnische Verfahren.* Ernst & Sohn Verlag, 2009

## Modell- und Elementversuche zur Bodenverflüssigung

**Erik Schwiteilo, Ivo Herle**

*Technische Universität Dresden, Institut für Geotechnik, Professur für Bodenmechanik und Grundbau*

---

*Am Institut für Geotechnik wurden Modell- und Elementversuche zur Bodenverflüssigung durchgeführt. Dabei wurde vor allem der entstehende Porenwasserdruck beobachtet. Der Boden wurde bei beiden Versuchsarten über einen Impuls, d.h. über ein Fallgewicht, welches von außen gegen den Versuchsbehälter prallt, belastet. Im Rahmen der Modellversuche wurden vor allem versuchstechnische Randbedingungen, wie die Intensität des Impulses und der Aufschlagspunkt des Fallgewichtes, analysiert. Dabei wurden diese Versuche nur unter geostatischen Spannungen durchgeführt. Es konnte gezeigt werden, dass der Boden verflüssigt und dabei die Porenwasserdrücke gemessen werden können.*

*Um den Versuchsaufbau etwas zu vereinfachen und auch höhere Spannungszustände als die geostatischen zu erzeugen, wurde ein Elementversuch (annähernd homogene Spannungsverteilung) entworfen. Dies ermöglichte das Untersuchen von verschiedenen natürlichen Sanden.*

*Ziel der Untersuchungen ist, die Neigung zur Verflüssigung zu bewerten sowie auf unterschiedliche granulometrische Eigenschaften beziehen zu können.*

### 1 Einleitung

Eine Bodenverflüssigung beschreibt einen Zustand des Bodens, bei welchem er praktisch keine Scherfestigkeit mehr aufweist. Die Scherfestigkeit des Bodens ist dabei vor allem von der effektiven Spannung  $\sigma'$  (hier vereinfacht eindimensional)

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

mit  $\sigma$  = totale Spannung im Boden

$u$  = Porenwasserdruck im Boden

abhängig. Das heißt, wenn der Porenwasserdruck etwa das Niveau der totalen Spannung  $\sigma$  im Boden erreicht, wird die effektive Spannung  $\sigma'$  und damit auch die Scherfestigkeit minimal. Zu einem Anstieg des Porenwasserdruckes  $u$  kann es insbesondere bei einer undrainierten Scherung eines locker gelagerten Sandes kommen. Da der lockere Sand die Tendenz aufweist, sich während einer Scherung zu verdichten, dies aber auf Grund der undrainierten Verhältnisse nicht möglich ist, steigen die Porenwasserdrücke an.

Versuche zur Bodenverflüssigung werden meist als zyklische Versuche in einem Triaxialversuchsstand durchgeführt (siehe z.B. [Ish93]). Dabei sind der Versuchsaufbau und die -technik sehr aufwendig. Da es sich bei den verflüssigungsgefährdeten Böden meist um Sande oder gemischtkörnige Böden handelt, ist die Probenherstellung und der Probeneinbau kompliziert. Dabei spielt gerade die Bodenstruktur, die durch den Einbau erzeugt wird, eine wichtige Rolle bei der Neigung zur Verflüssigung (siehe z.B. [MSC<sup>+</sup>77]).

Am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden wurde versucht, ein Verfahren zu entwickeln, bei welchem die Herstellung der Versuchsproben relativ unempfindlich ist. Die Versuche sollten gleichzeitig schnell Ergebnisse liefern können. Dabei wird ein Bodenvolumen über einen Impuls angeregt, wobei auf Grund der hohen Belastungsgeschwindigkeit von undrainierten Bedingungen ausgegangen werden kann. Diese erzeugte undrainierte Scherung sollte eine Verflüssigung oder zumindest eine Tendenz zur Verflüssigung hervorrufen. Durch Messen von Verformungen und Porenwasserdrücken kann somit das Bodenverhalten bezüglich der Verflüssigung bewertet werden.

In einer ersten Versuchsreihe wurde ein relativ großes Bodenvolumen in einem Plexiglaskasten untersucht. Es ging dabei vor allem um das Festlegen von Versuchsrandbedingungen, zu welchem vor allem die Intensität des Impulses, der Aufschlagspunkt der Impulseinwirkung und die Messstelle der Porenwasserdrücke gehören. Anhand dieser ersten Ergebnisse konnte ein kleinerer Elementtest-Versuchsstand konstruiert werden, der für ein kleineres Bodenvolumen auch verschiedene Spannungsniveaus erlaubt.

Das Anwendungsgebiet des neuen Versuchsverfahrens ist die Bewertung der Neigung zur Verflüssigung und somit eine schnelle Identifikation von verflüssigungsgefährdeten Böden. Es ist zu erwarten, dass die Verflüssigungsneigung eines Bodens stark durch granulometrische Eigenschaften wie Korngröße, -form und -rauigkeit beeinflusst wird. Somit sollte es auch umgekehrt möglich sein, durch die Versuchsergebnisse auf die Korneigenschaften schließen zu können.



## 2 Modellversuche

### 2.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Die Modellversuche zur Verflüssigung wurden in einer eigens dafür hergestellten Versuchseinrichtung durchgeführt. Ein Bild sowie eine Skizze der Versuchseinrichtung sind in Abbildung 1 dargestellt.

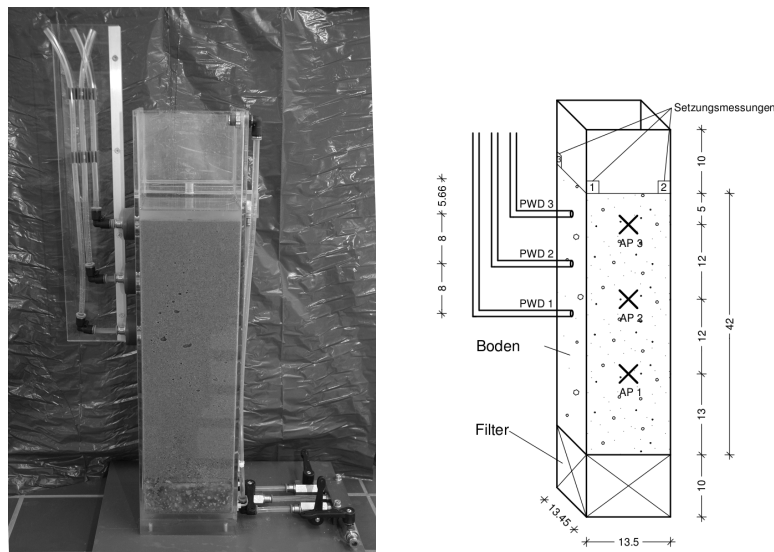


Abbildung 1: Foto und Skizze des Versuchsaufbaus der Modellversuche

Die Maße der Versuchseinrichtung betragen 13,50 x 13,45 x 42,00 cm und begrenzen somit das Versuchsvolumen auf maximal 7626,15 cm<sup>3</sup>.

Der Versuchsaufbau erlaubt es, Wasser von unten durch das Versuchsmaterial durchströmen zu lassen. Damit kann das Probenmaterial aufgelockert und so wiederholt ein vergleichbarer Anfangszustand hergestellt werden. Durch einen Filter am Boden des Versuchsbehälters wird das Wasser über die Grundfläche verteilt.

Um eine Änderung im Porenwasserdruck messen zu können, wurden drei Wasserstandröhren an der Seite des Versuchskastens angebracht. In Abbildung 1 sind diese mit PWD 1, PWD 2 und PWD 3 benannt. Die Standröhren wurden so angebracht, dass sie den Porenwasserdruck in verschiedenen Höhen messen.

Zu Beginn jedes Versuches wurde das Material trocken in den Versuchskasten einge-riselt. Im Anschluss daran wurde es von unten mit Wasser durchströmt und damit aufgelockert und gesättigt. Im nächsten Schritt wurde die Höhe der aufgelockerten

Probe gemessen, um das Volumen und die Anfangsporenzahl berechnen zu können. Danach wurde ein Impuls auf die Probe ausgeübt, in dem ein Gummigewicht an einem Pendel ausgelenkt und gegen die Außenwand des Versuchskastens geschwungen wurde. Aus der Fallhöhe und der Masse des Gummigewichtes kann die Intensität des Impulses

$$p = m \cdot v \quad (2)$$

mit  $v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$   
 $m$  = Masse des Gummigewichts  
 $h$  = Fallhöhe  
 $g$  = Fallbeschleunigung

bestimmt werden. Es wurden zwei unterschiedlich starke Impulse, durch unterschiedlich große Fallhöhen, untersucht. Um den Einfluss des Aufschlagspunktes (AP) zu analysieren, wurden ebenfalls drei verschiedene Orte getestet.

Nach jedem Versuch wurde die Probe wieder neu von unten durchströmt und somit aufgelockert.

Als Messgrößen wurden der Anstieg des Porenwasserdrucks über die Standröhren sowie die entstehende Oberflächensetzung gemessen.

## 2.2 Versuchsböden

Zur Untersuchung der Empfindlichkeit des Versuches auf unterschiedliche Bodentypen wurden drei verschiedene Sande getestet. Sand 1 ist ein natürlich vorkommender Sand aus einer Sandgrube in der Nähe von Dresden. Sand 2 ist der grobe Anteil (Korngröße  $> 0,125$  mm) eines Materials, welches in einem Tagebau in der Nähe von Bautzen zur Gewinnung von Kaolin anfällt. Das dritte Material ist ein kommerziell vertriebener Sand für Spielplätze.

Die Korngrößenverteilungen aller drei Materialien sind in Abbildung 2 abgebildet. Wie zu erkennen, liegen die Korngrößenverteilungen für Sand 1 und Sand 3 relativ dicht beieinander, wohingegen Sand 2 etwas grobkörniger ist. Alle Sande sind enggestuft.

Die Klassifikationsparameter der Sande sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Wie in Tabelle 1 zu erkennen, sind sowohl die minimalen als auch maximalen Porenzahlen von Sand 1 und 2 fast gleich groß. Die von Sand 3 sind etwas geringer.

## 2.3 Auswertung und Ergebnisse

Als Testergebnisse wurden zum einen die Oberflächensetzungen gemessen und zum anderen die entstehenden Porenwasserdrücke über die seitlich angebrachten Standröhren ausgewertet.

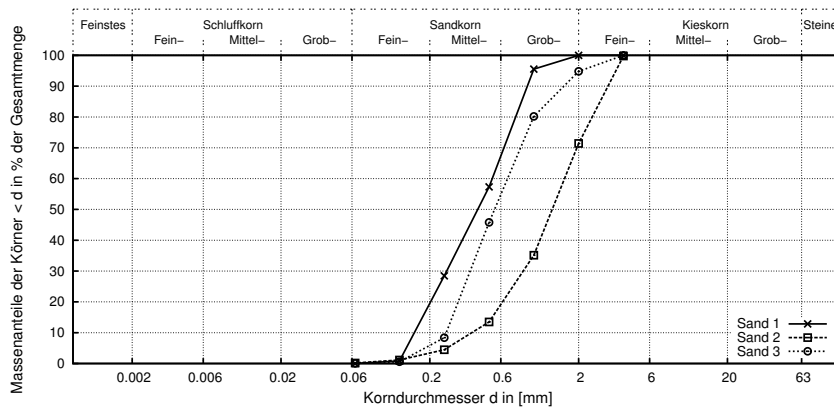


Abbildung 2: Korngrößenverteilung der verwendeten Sande im Modellversuch

Tabelle 1: Klassifikationsparameter der verwendeten Sande

Bezeichnung	Korndichte $\gamma_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	min Porenzahl $e_{min}$	max Porenzahl $e_{max}$	Schüttwinkel $\varphi$ [°]
Sand 1	2,643	0,53	0,80	31,0
Sand 2	2,629	0,51	0,84	34,2
Sand 3	2,641	0,46	0,72	32,0

### Oberflächensetzungen

In Abbildung 3 sind die gemessenen Oberflächensetzungen für unterschiedliche Impulsintensitäten in der Versuchsreihe mit Sand 1 zu sehen. Die Messstellen der Oberflächensetzungen sind in Abbildung 1 zu sehen. Außerdem sind in Abbildung 1 die drei untersuchten Aufschlagspunkte markiert.

Es zeigt sich, dass die Setzungen für den höheren Impuls von 0,55 Ns leicht größer sind als für den kleineren mit 0,35 Ns. Zwischen den unterschiedlichen Aufschlagspunkten lässt sich allerdings kein eindeutiger Einfluss erkennen.

Die Erfassung der Oberflächensetzungen allein ist nicht ausreichend, die Verflüssigungsneigung des untersuchten Bodens zu beschreiben. Die gemessenen Werte sind relativ klein und die Schwankungen zwischen den Werten relativ groß.

### Porenwasserdruckentwicklung

Die durch den Aufschlag entstandenen Porenwasserdrücke  $u$  wurden in den seitlichen Standröhren in drei unterschiedlichen Höhen gemessen (siehe Abb. 1). Die gemessenen Änderungen im Wasserspiegel der Standröhre wurden in Wasserdrücke umgerechnet. Diese Wasserdrücke  $u$  wurden wiederum in Relation zu einer aus der Überlagerung

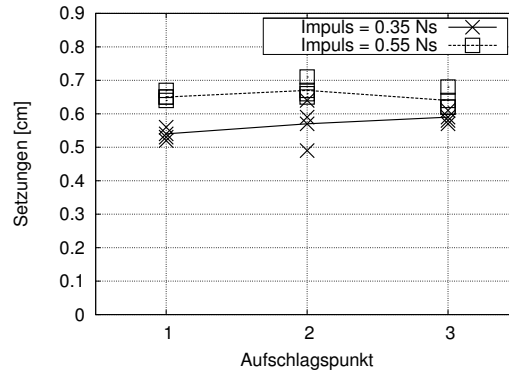


Abbildung 3: Oberflächensetzungen für unterschiedliche Impulsintensitäten und Aufschlagspunkte

abgeschätzten geostatischen Vertikalspannung  $\sigma_v$  angegeben. Somit ergibt sich ein normierter Porenwasserdruck  $u/\sigma_v$  zu:

$$u/\sigma_v = \frac{\gamma_w \cdot h_w}{\gamma' \cdot h} \quad (3)$$

mit  $\gamma_w$  = Wichte des Wassers

$h_w$  = Anstiegshöhe des Wassers in der Standröhre

$\gamma' = \gamma - \gamma_w$  = Wichte des Bodens unter Auftrieb

$h$  = Höhe des überlagerten Bodens

Eine Bodenverflüssigung wird etwa ab einem normierten Porenwasserdruck von 0,8 angenommen. Es wird dabei der Einfluss der Wandreibung (Siloэффект) auf die auftretenden Vertikalspannungen berücksichtigt.

In Abbildung 4 sind die normierten Porenwasserdrücke für unterschiedliche Aufschlagspunkte und Impulsintensitäten für Sand 1 gezeigt. Wie zu erkennen ist, sind die normalisierten Porenwasserdrücke für die unterschiedlichen Aufschlagspunkte sowie für die Messstellen fast gleich groß. Dies deutet darauf hin, dass es im gesamten Probenvolumen zu einer ähnlichen Reaktion auf den Impuls kommt. Ein kleiner Unterschied lässt sich bei der Impulsintensität erkennen, hier sind die ermittelten normierten Porenwasserdrücke beim größeren Impuls von 0,55 Ns etwas höher.

### Einfluss des Materials

Im Weiteren wird nur noch auf die entstandenen Porenwasserdrücke eingegangen, da diese das Bodenverhalten empfindlicher als die Oberflächensetzungen charakterisieren. Wie an den Korngrößenverteilungen zu erkennen, ist Sand 1 grobkörniger als

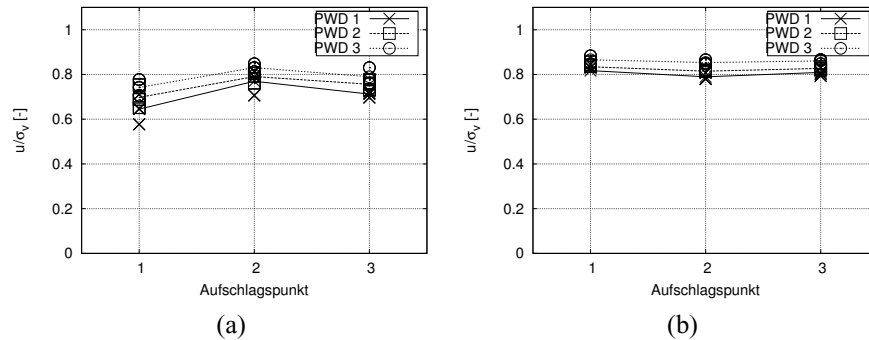


Abbildung 4: Normierter Porenwasserdruck bei unterschiedlichen Aufschlagspunkten für eine Impulsintensität von 0,35 Ns (a) und von 0,55 Ns (b)

Sand 2. Da aber die Korngrößenverteilungen von Sand 1 und Sand 3 sehr ähnlich sind, sollte sich hier ein Einfluss der Granulometrie (Kornform und -rauigkeit) zeigen.

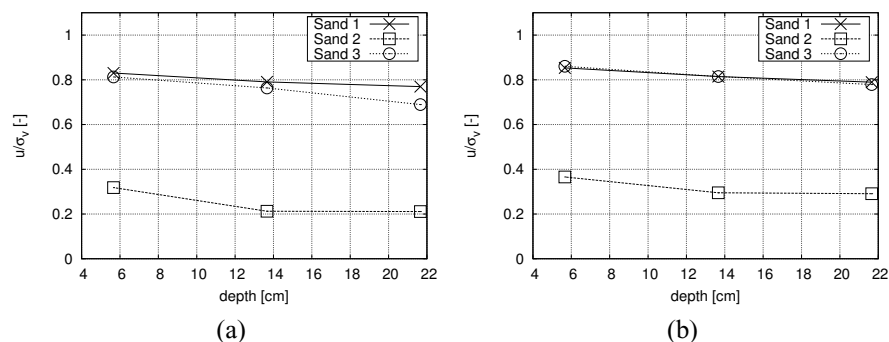


Abbildung 5: Normierter Porenwasserdruck in unterschiedlichen Höhen für die drei Versuchssande für eine Impulsintensität von 0,35 Ns (a) und von 0,55 Ns (b)

Die normierten Porenwasserdrücke sind bei den Sanden 1 und 3 fast identisch. Hier zeigt sich nur ein kleiner Unterschied bei dem niedrigeren Impuls. Beim höheren Impuls sind die gemessenen Werte vergleichbar. Dies lässt darauf schließen, dass die Verflüssigung des Sandes 3 beim niedrigeren Impuls noch nicht vollständig war. Bei dem höheren Impuls konnte kein höherer Porenwasserdruck entstehen, da der Boden schon verflüssigt war.

Bei Sand 2 sind die auftretenden Porenwasserdrücke viel geringer als bei den anderen Materialien. Dies ist wahrscheinlich auf die gröbere Korngröße zurückzuführen. Auch hier zeigt sich aber ein Anstieg der Porenwasserdrücke bei dem größeren Impuls.

Da der Unterschied zwischen Sand 1 und Sand 3 sehr klein ist, kann kein ausgeprägter

Einfluss der Granulometrie beobachtet werden.

### 3 Elementversuche

In den zuvor beschriebenen Modellversuchen konnte gezeigt werden, dass der Ansatz des Messens der Porenwasserdrücke bei einer Impulsanregung möglich ist und interpretierbare Ergebnisse liefert. Auf Grund der Größe des Versuchskastens ist das benötigte Materialvolumen ziemlich hoch und die Untersuchungen vieler Proben somit sehr zeitaufwendig. Es wurde deshalb versucht, das Prinzip des Modellversuches in einen kleineren Elementversuch umzuwandeln. Dabei sollte eine etwa homogene Spannungsverteilung im Probenvolumen herrschen, um die Auswertung in Richtung eines Elementversuches zu vereinfachen. Außerdem ermöglicht ein kleinerer Versuchsaufbau das Aufbringen höherer Spannungen.

#### 3.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Der Versuchsaufbau des Elementversuches ist in Abbildung 6 skizziert. Analog zum Modellversuch erfolgt die Porenwasserdruckmessung über eine Standröhre, welche später durch einen Porenwasserdruckgeber ersetzt werden soll, am Boden der Probe. Da von einem homogenen Spannungszustand ausgegangen wird, geht man von gleichen Porenwasserdrücken in der gesamten Probe aus.

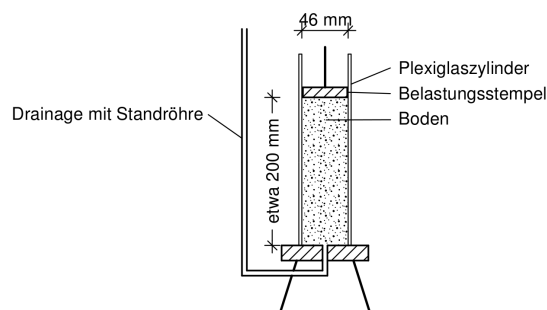


Abbildung 6: Skizze des Versuchsaufbaus im Elementversuch

Die Probe wird im trockenen Zustand in den Zylinder eingerieselt. Anschließend erfolgt eine Durchströmung der Probe von unten, wodurch diese gesättigt und aufgelockert wird. Das Probenmaterial sedimentiert im mit Wasser gefüllten Zylinder, sodass eine lockere Lagerung erreicht wird.

Wie in den zuvor beschriebenen Modellversuchen wird ein Impuls durch ein Pendel aufgebracht. Dabei wird eine Gummikugel gegen die Außenwand des Zylinders ge-

prallt. Der hier verwendete Impuls kann aus

$$p = m \cdot v = 0,031 \text{ kg} \cdot 4,44 \text{ m/s} = 0,136 \text{ Ns} \quad (4)$$

$$\text{mit } v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 0,1 \text{ m}} = 4,44 \text{ m/s}$$

analog zu Gleichung 2 bestimmt werden. Das Pendel wurde so eingerichtet, dass die Kugel etwa in der Mitte der Probenhöhe gegen den Zylinder prallt. Jeder Versuch besteht aus drei Teilversuchen, d.h. drei gleichen Impulseinwirkungen. Zwischen den Teilversuchen wird die Probe allerdings nicht wieder aufgelockert.

Die Versuche wurden bei einer Auflast von etwa 20 kg durchgeführt. Die Vertikalspannung im Zylinder entspricht somit

$$\sigma_v = \frac{20 \text{ kg} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2}{\pi/4 \cdot (4,6 \text{ cm})^2/10} = 118 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

### 3.2 Versuchsmaterialien

Bei den hier vorgestellten Elementversuchen wurden vier verschiedene fein- bis mitelkörnige Sande verwendet. Die Kornverteilungen der Sande sind in Abbildung 7 dargestellt.

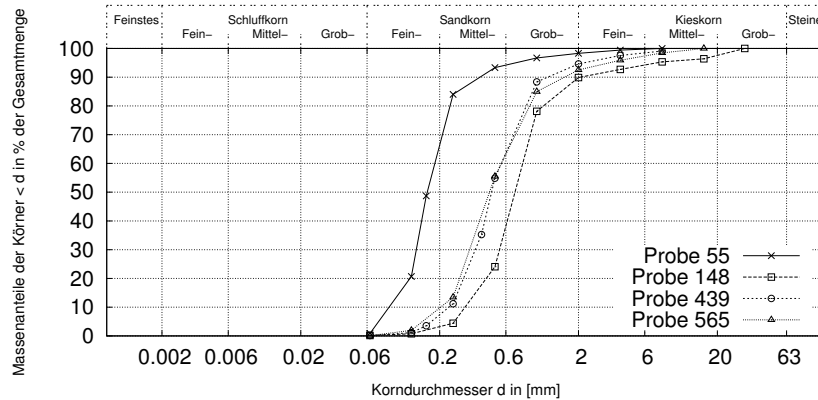


Abbildung 7: Korngrößenverteilung der in den Elementversuchen verwendeten Sande

### 3.3 Auswertung und Ergebnisse

#### Reproduzierbarkeit der Ergebnisse

In Abbildung 8 sind die in den Elementversuchen gemessenen Porenwasserdrücke dargestellt. Es werden die Porenwasserdruckänderungen in mm-Wassersäule angegeben, welche in der Standröhre gemessen wurden. Jeder Versuch wurde drei mal wiederholt, um die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse zu überprüfen. Jeder Versuch besteht hier aus drei Teilversuchen, wobei die Probe zwischen den Teilversuchen nicht wieder aufgelockert wurde.

Beim jeweils ersten Impuls jedes Versuches entstanden die höchsten Porenwasserdrücke. Bei jedem weiteren Impuls nahmen diese ab.

Es zeigt sich, dass die gemessenen Porenwasserdrücke reproduzierbar sind, da immer ähnliche Porenwasserdruckänderungen für die jeweiligen Versuchssande gemessen wurden.

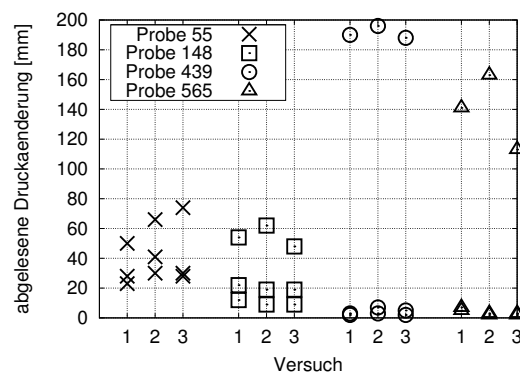


Abbildung 8: Gemessene Porenwasserdruckänderungen für unterschiedliche Sande bei jeweils drei Versuchswiederholungen

### Normierte Porenwasserdrücke

Analog zu den Modellversuchen kann auch in den Elementversuchen ein normierter Porenwasserdruck  $u/\sigma_v$  bestimmt werden. In Abbildung 9 sind die normierten Porenwasserdrücke als Mittelwerte der in den einzelnen Versuchen gemessenen Porenwasserdrücke über die einzelnen Teilversuche gezeigt. Bei allen Versuchssanden zeigt sich eine Abnahme der Porenwasserdruckänderung von Teilversuch zu Teilversuch. Dies ist auf die zunehmende Verdichtung der Proben zurückzuführen, da zwischen den Teilversuchen die Probe konsolidieren kann und nicht aufgelockert wird. Die getesteten Böden lassen sich in zwei Gruppen zusammenfassen. In der ersten Gruppe sind Sande, die sich bei jedem Impuls nur wenig verdichten und die auftretenden Porenwasserdrücke sich entsprechend jeweils nur wenig verkleinern. Zu dieser Gruppe gehören die Proben 55 und 158. Bei den Sanden der zweiten Gruppe kommt es beim ersten Impuls



zu einem sehr starken Porenwasserdruck-Anstieg. Wobei beim zweiten und dritten Impuls kaum weitere Porenwasserdrücke entstehen. Dies lässt darauf schließen, dass sich diese Sande schon beim ersten Impuls sehr stark verdichten. Zu dieser Gruppe gehören die Proben 439 und 565. Als Erklärung dafür könnte die Korngrößenverteilung dienen,

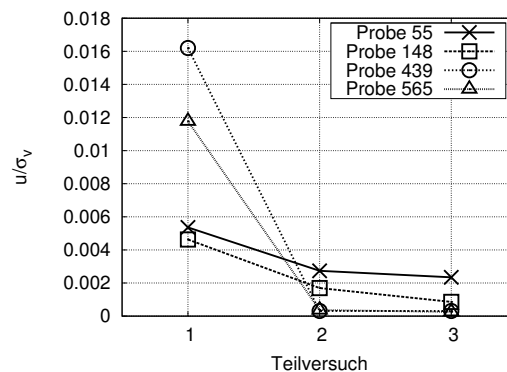


Abbildung 9: Entwicklung der normierten Porenwasserdrücke für unterschiedliche Sande über drei Teilversuche

da die Proben 439 und 565 eine sehr ähnliche Korngrößenverteilung aufweisen. Allerdings erklärt die Korngröße nicht das ähnliche Verhalten bei den Proben 55 und 148, da Probe 148 eine gröbere Kornverteilung als Probe 55 aufweist. Die Ursache kann man in der Granulometrie, d.h. Oberflächenrauigkeit und Form der Körner, vermuten. Eine genauere Untersuchung steht allerdings noch aus.

Auffällig ist, dass die erreichten normierten Porenwasserdrücke sehr klein sind. Anders als bei dem Modellversuch würde dies hier bedeuten, dass keine Verflüssigung eintritt, sondern lediglich eine Tendenz zur Verflüssigung ableitbar ist. Es wird vermutet, dass der geringe Anstieg auf das kleine Wasservolumen in der Probe zurückzuführen ist. Dies bewirkt, dass das ausströmende Wasser die Standröhre nicht ausreichend füllen kann. Der Versuch wird deshalb als nächstes mit elektrischen Porenwasserdruckgebern durchgeführt.

## 4 Zusammenfassung

Am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden wurden Modell- und Elementversuche zur Bestimmung der Neigung von Sanden zur Verflüssigung durchgeführt. Anhand dieser Versuche konnte gezeigt werden, dass es möglich ist, eine Tendenz zur Verflüssigung über die entstehenden Porenwasserdrücke nach einer impulsartigen Anregung zu erkennen. An den Modellversuchen zeigte sich, dass nach der Anregung durch einen Impuls zwar Oberflächensetzungen auftreten, diese jedoch

das Materialverhalten nicht ausreichend beschreiben. Die Porenwasserdrücke wurden bei den Modell- und Elementversuchen über Standröhren gemessen. Anhand der Modellversuche zeigte sich, dass es kaum einen Einfluss der Anregungsstelle bzw. des Messpunktes der Porenwasserdrücke gibt. Auch die Intensität des Impulses hatte in den untersuchten Grenzen nur einen geringen Einfluss.

Die bei den Elementversuchen getesteten Sande konnten in zwei Gruppen eingeteilt werden. Eine Gruppe, bei der das Material sich sehr schnell schon nach dem ersten Impuls verdichtet, und eine andere, welche sich allmählich durch mehrere Impulse verdichtet. Die Unterschiede lassen sich auf die Korngrößenverteilung, Kornform bzw. -rauigkeit zurückführen. Allerdings müssen diese Faktoren erst näher untersucht werden.

Das neue Verfahren ermöglicht, die Verflüssigungsneigung unter verschiedenen Bedingungen schnell zu überprüfen. Es kann nicht nur der Spannungszustand variiert werden, sondern auch die durch den Bodeneinbau erzeugte Bodenstruktur. Somit sollte es ebenfalls möglich sein, den Einfluss der Bodenstruktur bzw. einer Teilsättigung zu berücksichtigen.

## Literatur

- [Ish93] ISHIHARA, K: Liquefaction and flow failure during earthquakes. In: *Geotechnique* 43 (1993), Nr. 3, S. 351–451
- [MSC<sup>+</sup>77] MULILIS, J P. ; SEED, H B. ; CHAN, Clarence K. ; MITCHELL, James K. ; ARULANANDAN, Kandiah: Effects of sample preparation on sand liquefaction. In: *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103 (1977), Nr. 2, S. 91–108

## **Dynamische Probelastung einer Mikropfahlgründung – Feldversuch und dynamische 3D-FE-Simulation mittels Hypoplastizität**

**Dr.-Ing. Thomas Meier, Jens Jähnig, Sina Meybodi**

*BAUGRUND DRESDEN, Ingenieurgesellschaft, Deutschland*

---

*ABSTRACT: Um das Verhalten von vertikal belasteten Mikropfahl-Gründungen unter horizontal dynamischer Anregung in Sand zu untersuchen, wurden Feldversuche durchgeführt. Dies stellt eine vereinfachte Methode dar, um eine erdbebenähnliche Anregung unter originalmaßstäblichen Verhältnissen zu simulieren. Zwei Fundamente mit je 3 geneigten Mikropfählen und einem Pfahlkopf wurden in trockenem Sand getestet. Mit Hilfe von Geophonen wurden Schwinggeschwindigkeiten im Untergrund sowie der Pfahlköpfe gemessen. Zusätzlich wurden 3D-Finite-Elemente-Modelle erstellt um die Feldversuche numerisch zu simulieren. Für die Beschreibung des mechanischen Verhaltens des maßgeblichen Baugrundes wurde ein hypoplastisches Stoffmodell verwendet. Dieses Modell beinhaltet die Dichte und die jüngste Deformationsgeschichte als Zustandsgrößen und ermöglicht damit eine realistische Beurteilung der Änderungen von Dichte (dräniertes Fall) bzw. Porenwasserdrücken (undräniertes Fall) aufgrund monotoner oder alternierender Beanspruchungen. Der vorliegende Beitrag beschreibt die Feldversuche und numerischen Analysen und fasst relevante Ergebnisse für die trockenen Verhältnisse der Feldversuche zusammen. Weiterhin werden Ergebnisse einer Simulation für gesättigte Verhältnisse dargestellt, welche zur Beurteilung von möglichen Verflüssigungserscheinungen verwendet werden.*

### **1 Einleitung**

Die in diesem Beitrag vorgestellten Ergebnisse stammen aus einem Forschungs- und Entwicklungsprojekt, dessen Hauptziel die Entwicklung von erdbebensicheren Tiefgründungen bestehend aus Mikropfahlböcken ist – insbesondere hinsichtlich der Verminderung von Verflüssigungserscheinungen. Des Weiteren sollte das Verhalten

dieser Tiefgründung bezüglich Duktilität während einer erdbebenähnlichen Anregung untersucht werden.

Zu diesem Zweck wurden großmaßstäbliche Feldversuche durchgeführt, welche im folgenden Abschnitt 2 beschrieben sind.

Diese Versuche wurden begleitet von numerischen Berechnungen basierend auf einem hypoplastischen Stoffmodell (z.B. [Wol96], [NH97]). Dieses Modell wurde bereits vielfach erfolgreich für Finite-Elemente-Analysen von Randwertproblemen mit Erdbebenanregung angewendet, z. B. im Rahmen des Sonderforschungsbereichs (SFB) 461 “Starkbeben” der Deutschen Forschungsgemeinschaft (vgl. z.B. [Bue06], [Cud04], [GLB03]).

Für die Kalibrierung der Materialparameter des Stoffmodells wurde ein Laborprogramm durchgeführt. Die Ergebnisse und die Kalibrierungsergebnisse sind in Abschnitt 3 beschrieben.

In Abschnitt 4 werden die numerischen Ergebnisse von zyklischen Elementversuchen (einfache Scherung, triaxiale Scherung) unter dränierten und undränierten Verhältnissen dargestellt, um die Leistungsfähigkeit des verwendeten Stoffmodells aufzuzeigen. Abschnitt 5 enthält eine Zusammenfassung und einen Ausblick.

## **2 Feldversuche**

### **2.1 Baugrundverhältnisse**

Der Untergrund des Testgeländes (Kippe des Tagebaus Jänschwalde) besteht bis in relevante Tiefen aus Flugasche eines nahegelegenen Kraftwerks und besitzt eine harte Konsistenz. Feld- und Laboruntersuchungen für dieses Material standen nicht zur Verfügung. Für die Installation und anschließende Erprobung der Mikropfahlgründungen wurde eine Versuchsgrube mit 7 m x 17 m Grundfläche und 4 m Tiefe ausgehoben und mit trockenem, leicht kiesigem Quarzsand (Ungleichförmigkeitsgrad  $U = 2,7$ , Krümmungszahl  $C_c = 1,2$ , Feinkorngehalt 2,2%) rückverfüllt.

Nach Installation der Versuchs- und Stützfundamente wurden Drucksondierungen (CPT) durchgeführt, um die Anfangslagerungsdichte des rückverfüllten Materials zu bestimmen.

### **2.2 Versuchseinrichtung und -bedingungen**

Es wurden zwei Mikropfahlgründung mit einer Pfahlkopfplatte (3 Pfähle, Länge jeweils 4 m mit einer Neigung von  $15^\circ$  und je einem Betonblock 1 m x 1 m x 1 m) und zwei Widerlagerfundamente (4 Pfähle Länge jeweils 4 m, Neigung  $15^\circ$ , Pfahlkopfplatte 1,5 m x 1,5 m x 1,0 m) installiert.

Die beiden Versuchspfahlböcke unterschieden sich hinsichtlich des Injektionsdrucks bei der Herstellung der Micro-Pfähle. Nach Versuchsabschluss wurden diese ausge-

graben und der Einfluss des Injektionsdrucks auf den resultierenden Pfahldurchmesser wurde untersucht.

Während der Versuchsdurchführung wurde eine computergesteuerte horizontale hydraulische Presse eingerichtet um eine dynamisch horizontale Anregung der Versuchsgründung mit bis zu 10 Hz und einer Kraftamplitude von  $\pm 200$  kN (Abbildung 1) zu realisieren. Außerdem wurde eine Standardeinrichtung zur Aufbringung und Messung von statischer Vertikallasten installiert. Diese Einrichtung der Brandenburgischen Technischen Universität, Cottbus, bestand aus einer hydraulischen Presse, einem Querträger, Zugstäben und Ankerpfählen (Abbildung 2) gemäß z. B. ASTM D1143. Die Entkopplung der Horizontalverschiebungen des Versuchspfahlbocks und der Einrichtung für vertikale Belastung wurde mittels Walzenlager realisiert.



Abbildung 1: Computergesteuerter Hydraulikkolben für dynamische Horizontalbeanspruchung (Zug und Druck) der Universität Kassel.



Abbildung 2: Übersicht der Versuchseinrichtung für dynamisch horizontale Anregung einer Pfahlgruppe unter statischer Vertikallast.

Die folgenden Größen wurden während der einzelnen Versuche gemessen:

- Vertikale und horizontale Belastung
- Vertikal- und Horizontalverschiebung der Versuchspfehlbocks
- Horizontalverschiebung des Widerlagerpfehlbocks
- Vertikalverschiebungen der Ankerpfähle
- Vertikale und horizontale Schwinggeschwindigkeiten

Letztere wurden mit triaxialen Geophonen gemessen, welche auf dem Versuchspfehlbock und in verschiedenen Entfernungen und Tiefen im angrenzenden Baugrund installiert wurden.

Alle Versuche wurden unter einer statischen Vertikalbeanspruchung von 1000 kN durchgeführt. Dies entspricht einer realistischen Gründungslast. Die horizontale Anregung wurde zwischen 1 bis 5 Hz variiert mit Kraftamplituden von bis zu  $\pm 200$  kN. Die vorgesehene maximale Frequenz von 10 Hz konnte für die genannte maximale Kraftamplitude nicht erreicht werden, da die resultierenden Verschiebungen zu hoch waren und damit die Kapazitätsgrenze der Hydraulikpumpe erreicht wurde.

Ergebnisse der Messungen der Schwinggeschwindigkeiten sind zusammen mit numerischen Ergebnissen in Abschnitt 4.3.1.2 enthalten.

### 3 Stoffmodell

#### 3.1 Allgemeine Beschreibung

Für die Modellierung des mechanischen Verhaltens von nichtbindigem, granularem Material wird ein hypoplastisches Stoffmodell mit der Erweiterung sogenannter intergranularer Dehnungen [NH97] verwendet. Es beinhaltet die Dichte (Porenzahl) und die jüngste Deformationsgeschichte als Zustandsgrößen. Die intergranulare Dehnung ermöglicht eine realistische Modellierung von Steifigkeitsänderungen aufgrund von Änderungen der Verformungsrichtung und die anschließende scherdeformationsabhängige Abnahme der Steifigkeit bei fortgesetzter monotoner Deformation.

Wie in den folgenden Abschnitten 3.2 und 3.3 gezeigt wird, ermöglicht es eine realistische Modellierung des mechanischen Verhaltens granularer Materialien unter monotoner und alternierender Deformation.

#### 3.2 Kalibrierung der Materialparameter

Eine umfassende Beschreibung des angewandten iterativen Kalibrierungsverfahrens findet sich in [Mei09]. Im Folgenden werden die Materialparameter des hypoplastischen Stoffmodells und ihre physikalische Bedeutung beschrieben und die für die Kalibrierung notwendigen Laboruntersuchungen genannt. Weiterhin werden Vergleiche zwischen den tatsächlichen Versuchsergebnissen und den dazugehörigen numerischen Simulationen dargestellt.

- Grenzporenzahlen  $e_{d0}$ ,  $e_{c0}$ ,  $e_{i0}$ :  
 $e_{d0} \approx e_{\min}$  ist die untere Grenzporenzahl eines Korngerüsts,  $e_{c0} \approx e_{\max}$  ist die Porenzahl im kritischen Zustand beides jeweils für Druck Null. Sowohl  $e_{\min}$  als auch  $e_{\max}$  werden anhand von Standardindextests (z.B. gemäß ASTM D4254 und D4253) bestimmt.  $e_{i0}$  ist die maximalmögliche Porenzahl eines einfachen Korngerüsts bei verschwindendem Druck (ohne Makroporen).  $e_{i0} \approx 1,15 e_{c0}$  und  $e_{d0} \approx 0,6 e_{c0}$  sind einfache und seit langem bewährte Schätzungen (HG99).
- Kritischer Reibungswinkel  $\varphi_c$ :  
 Der kritische Reibungswinkel  $\varphi_c$  bestimmt den Widerstand eines Granulats bei monotoner Scherung im kritischen Zustand.  
 Zur Bestimmung von  $\varphi_c$  sind dränierte und undräßierte Triaxialversuche oder direkte Scherversuche an anfangs sehr locker gelagerten Proben ( $e_0 \approx e_{\max}$ ) geeignet. Eine einfache, schnelle und dennoch zuverlässige Methode stellt der Schüttkegelversuch mit trockenem Material dar.
- Granulathärte  $h_s$  und Exponent  $n$ :  
 Diese beiden Parameter steuern die Zusammendrückbarkeit des Korngerüsts. Die Ausgangswerte werden durch Kurvenanpassung des Kompressionsgesetzes nach Bauer [Bau96] an Ödometerversuchsergebnisse mit anfangs sehr locker ge-

gelagerten Proben gefunden. Im Verlauf des Kalibrierungsprozesses werden diese beiden Parameter dann iterativ angepasst.

– Exponenten  $\alpha$  und  $\beta$ :

Der Exponent  $\alpha$  kontrolliert das Dilatanzverhalten des Materials und somit auch den Peak der Scherfestigkeit aus dränierten Triaxialversuchen mit anfangs dichtgelagerten Proben.

Der Parameter  $\beta$  wird verwendet um die Steifigkeit des Korngerüsts mit  $e < e_c$  anzupassen. Er wird mit der Hilfe von Ödometerversuchen mit anfangs dichtgelagerten Proben kalibriert.

Die Materialparameter der intergranularen Dehnung wurden zunächst empirisch festgelegt und dann so angepasst, dass die Ergebnisse zyklischer Ödometerversuche abgebildet werden konnten [Mei09].

Die Kalibrierung ergab die folgenden Materialparameter:  $e_{d0} = 0,652$ ,  $e_{c0} = 1,145$ ,  $e_{i0} = 1,317$ ,  $\varphi_c = 29,5^\circ$ ,  $h_s = 72$  MPa,  $n = 0,448$ ,  $\alpha = 0,12$  und  $\beta = 3,0$ ; Materialparameter der intergranularen Dehnung:  $R = 10^{-4}$ ,  $m_R = 6$ ,  $m_T = 2$ ,  $\beta_\chi = 0,2$ ,  $\chi = 1,0$ .

Numerische Analysen mit den vorgenannten Materialparametern ergaben die in Abbildung 3 dargestellten Ergebnisse für einen Ödometerversuch mit mehreren Belastungs-/Entlastungszyklen, die in Abbildung 4 dargestellten Ergebnisse für einen dränierten triaxialen Druckversuch mit einer anfangs sehr locker gelagerten Probe und die in Abbildung 5 für eine Probe mit mitteldichter bis dichter anfangslagerung.

Es wird geschlossen, dass mit dem verwendeten Stoffansatz eine realistische Modellierung des mechanischen Verhaltens von granularem Material möglich ist. Aus praktischer Sicht ist es wichtig anzumerken, dass konventionelle Versuche, die in jedem qualifizierten Geotechnik-Labor durchgeführt werden können, für einen erfolgreichen Kalibrierungsprozess ausreichend sind. Bezüglich Genauigkeit oder Versuchsausrüstung gibt es keine besonderen Anforderungen.



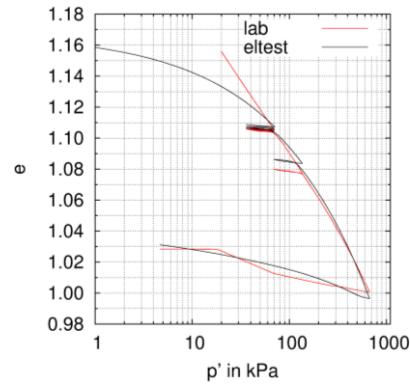


Abbildung 3: Zyklischer Ödometerversuch: Laborversuch (lab) und numerische Simulation (eltest).

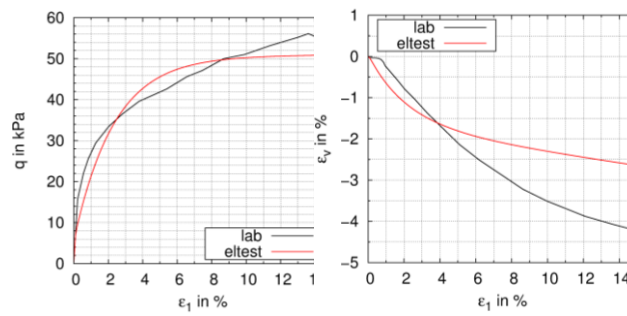


Abbildung 4: Triaxialversuch (lockere Anfangslagerung): Deviatorspannung vs. axiale Stauchung (links), volumetrische Dehnung vs. axiale Stauchung (rechts).

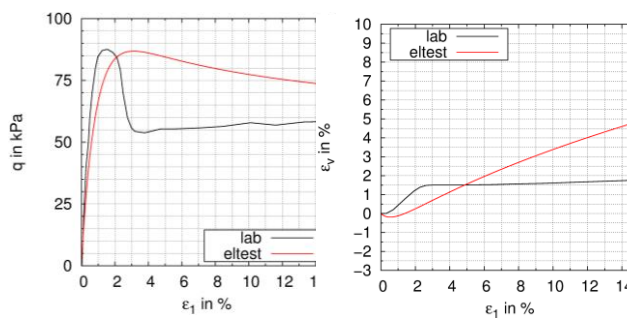


Abbildung 5: Triaxialversuch (dichte Anfangslagerung): Deviatorspannung vs. axiale Stauchung (links), volumetrische Dehnung vs. axiale Stauchung (rechts)

## 4 Numerische Modellierung

### 4.1 Überblick

Im folgenden Unterabschnitt soll die allgemeine Leistungsfähigkeit des angewandten Stoffmodells für alternierende (zyklische) Beanspruchung auf Elementebene demonstriert werden.

Der anschließende Unterabschnitt behandelt die dynamischen 3D-Finite-Elemente-Berechnungen der Feldversuche und enthält außerdem eine erste Studie zu einem auf Mikro-Pfahlböcken gegründeten Gebäude in lockerem wassergesättigtem Sand unter seismischer Anregung.

### 4.2 Zyklische Elementversuche

Numerische zyklische Elementversuche unter dränierten und undränierten Verhältnissen wurden mit den in Abschnitt 3.2 angegebenen Parametern durchgeführt.

Abbildung 6 zeigt die Abnahme des normierten Schubmoduls mit zunehmender Scherdehnungsamplitude unter dränierten Verhältnissen. Der entsprechende Anstieg der Dämpfung ist in Abbildung 7 dargestellt. Für denselben isotropen Ausgangszustand  $p_0' = 50$  kPa werden Ergebnisse für Anfangsporenzahlen entsprechend der oberen und unteren Grenzporenzahl gezeigt.

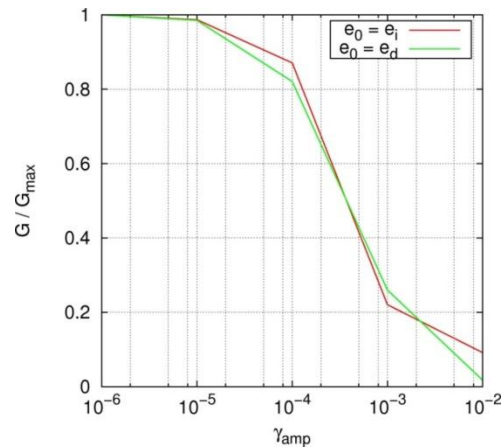


Abbildung 6: Abnahme des normierten Schubmoduls mit zunehmender Scherdehnungsamplitude.

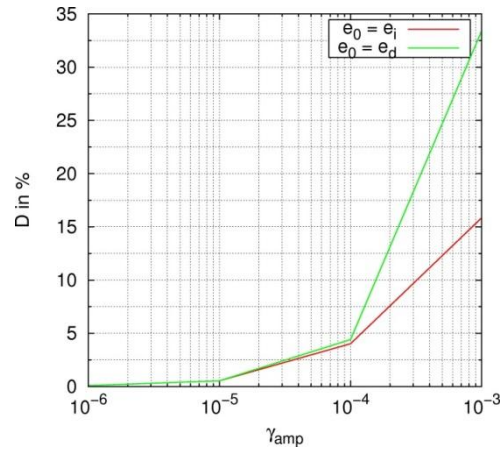


Abbildung 7: Zunahme der Dämpfung mit zunehmender Scherdehnungsamplitude.

Abbildung 8 zeigt die Berechnungsergebnisse undrainerter einfacher Scherversuche für drei verschiedene Scherdehnungsamplituden mit je 10 Zyklen ( $p_0' = 50$  kPa,  $e_0 = 0,7$ , dichter Zustand). Die entsprechende Änderung des mittleren Effektivdrucks  $p'$  ist im  $\tau$ - $p'$ -Diagramm in Abbildung 9 dargestellt.

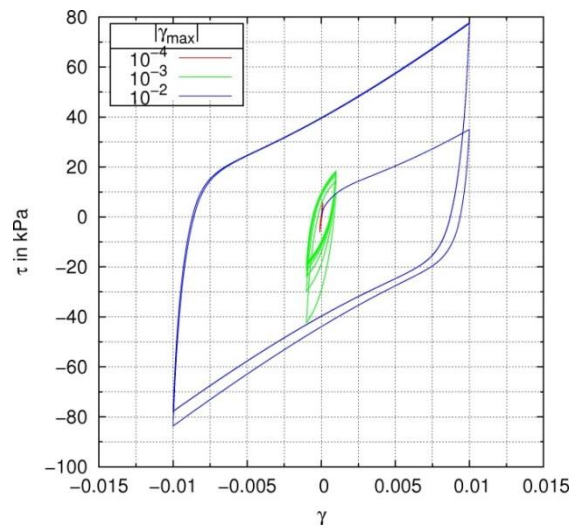


Abbildung 8: Schubspannung  $\tau$  vs. Scherdehnung  $\gamma$  bei undrainerter zyklischer (Einfach-)Schерung für verschiedene Scherdehnungsamplituden.

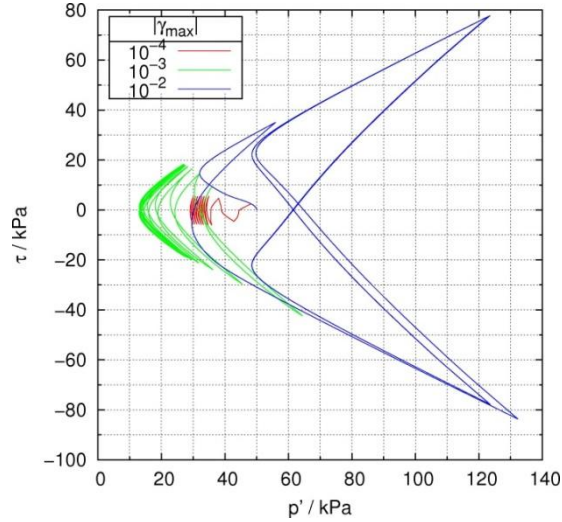


Abbildung 9: Schubspannung  $\tau$  vs. mittlerer Effektivdruck  $p'$  bei undrännierter zyklische Scherung für verschiedene Scherdehnungsamplituden.

Es wurde gezeigt, dass das verwendete Stoffmodell in der Lage ist, das mechanische Verhalten von alternierend beanspruchten Granulaten unter dränierten bzw. undrännierten Verhältnissen realistisch zu beschreiben.

Es ist bekannt, dass das dargestellte Modell dazu neigt, die Verdichtung infolge zyklischer Scherung unter dränierten Verhältnissen und damit die Erzeugung von Porenwasserüberdrücken für undrännierte Verhältnisse zu überschätzen. Im Falle von nur wenigen Zyklen ( $< 100$ ), was z.B. für Erdbeben zutrifft, kann jedoch mit realistischen Ergebnissen auf der sicheren Seite in Bezug auf mögliche Verflüssigungsercheinungen gerechnet werden.

Es wird an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass der Sättigungsgrad einen wesentlichen Einfluss auf den Kompressionsmodul des Porenfluids bestehend aus Porenwasser und Gas hat [Mei09] und damit auf die Größe der Porenwasserüberdrücke bei Tendenz zu Kontraktanz. Der Kompressionsmodul des Porenfluids unter Berücksichtigung des Sättigungsgrads lässt sich wie folgt berechnen:

$$k_e = \frac{k_w k_g}{S_R k_g + (1 - S_R) k_w} \quad (1)$$

wobei  $k_e$  = Kompressionsmodul des Porenfluids,  $k_w$  = Kompressionsmodul von Wasser ( $k_w \approx 2,2$  GPa),  $k_g$  = Kompressionsmodul von Porengas ( $k_g = p_w + p_a$ ),  $p_w$  = Porenwasserdruck und  $p_a$  = atmosphärischer Druck ( $p_a \approx 100$  kPa).

## 4.3 Randwertprobleme

### 4.3.1 Simulation der Feldversuche

#### 4.3.1.1 Modellbeschreibung

Für die numerische Simulation der Feldversuche wurden zwei verschiedene Modelle erstellt. Das erste Modell berücksichtigt die vollständige mit Sand verfüllte Versuchsgrube, so wie vor Ort ausgeführt, zusammen mit den beiden Versuchsgründungen mit je drei Pfählen (Länge: 4 m, angenommener Durchmesser: 30 cm). Auch der Hügel aus Erdaushub wurde berücksichtigt (Abbildung 10).

Das zweite Modell wurde um Rechenzeit zu sparen vereinfacht. Es enthält nur die Hälfte eines Versuchspfahlbocks und berücksichtigt weder die vollständige Geometrie der Versuchsgrube noch den Erdhügel (Abbildung 11).

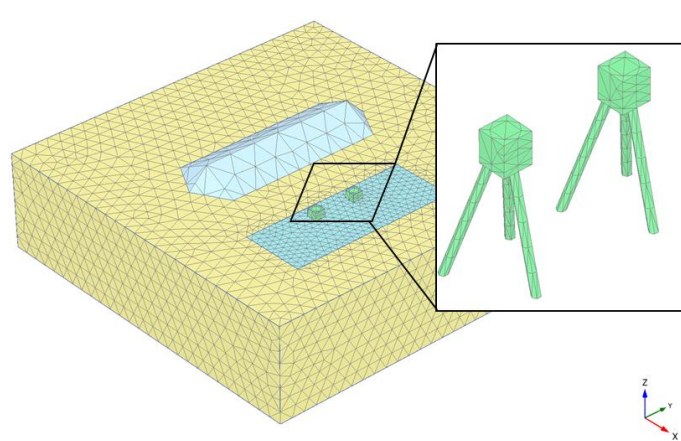


Abbildung 10: 3D-FE-Modell der Feldversuchseinrichtung.

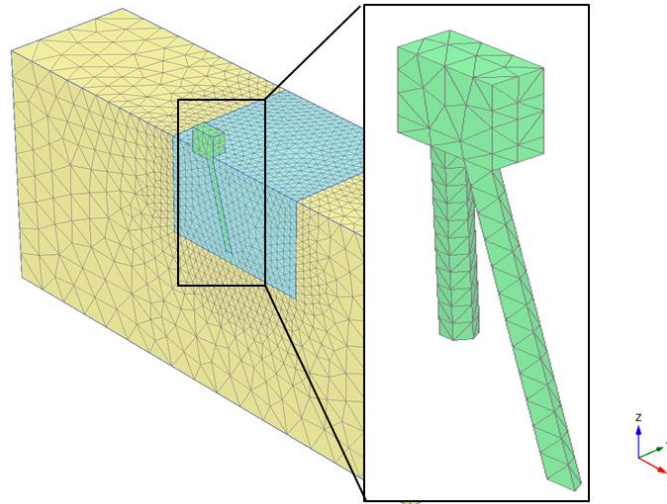


Abbildung 11: Vereinfachtes 3D-FE-Modell der Feldversuchseinrichtung.

Bei beiden Modellen sind sog. absorbent boundaries an den vertikalen Rändern und an der Sohle angeordnet, um die Reflexion mechanischer Wellen während der dynamischen Anregung der Versuchsgründung weitgehend zu verhindern. Die statische Vertikallast von 1000 kN wird als gleichmäßig verteilte Flächenlast (0,6 m x 0,6 m) realisiert. Die dynamische Anregung erfolgt durch vorgegebene Geschwindigkeitsverläufe an den Pfahlköpfen, entsprechend der Geophon-Messungen während der Feldversuche. Für beide Modelle wurden verschiedene Netzfeinheiten untersucht. Das gleiche gilt für die maximal zulässigen Zeitschritte, um deren möglichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse auszuschließen. Dies gilt es besonders bei Verwendung stark nichtlinearer Stoffmodelle zu beachten. In dieser Phase der Studie werden keine Interfaces zwischen den Pfählen und dem angrenzenden Baugrund berücksichtigt. Erfahrungen mit vergleichbaren 3D-Finite-Elemente-Berechnungen haben gezeigt, dass diese Vereinfachung im Fall von relativ kleinen Verschiebungen und ausreichend fein diskretisierten Pfählen gerechtfertigt sein kann. Dies wird im weiteren Verlauf des Projekts untersucht.

Die Bauelemente (Mikropfähle und Pfahlköpfe) sowie der die Versuchsgrube umgebenden Baugrund (aufgrund fehlender Feld- und Laborversuchsergebnisse) sind als Materialien mit linear-elastischem Verhalten modelliert. Für den Sand wird das hypoplastische Stoffmodell mit den genannten Materialparameter verwendet.

Geometrische Nichtlinearität wurde nicht berücksichtigt, da große Verschiebungen weder im Feld gemessen noch in den numerischen Berechnungen erwartet wurden.

#### 4.3.1.2 Ergebnisse

Die folgenden Größen wurden ausgewertet: Vertikalverschiebung von Pfahlkopf aufgrund statischer Vertikalbelastung von 1000 kN, Schwinggeschwindigkeiten an vier Stellen in der Umgebung des Versuchspfahlbocks, Vertikalverschiebungen des Pfahlkopfs aufgrund dynamischer Horizontalanregung.

Die gemessenen Vertikalverschiebungen der Pfahlköpfe aufgrund der statischen Vertikalbelastung von 1000 kN betrugen 3,1 mm bzw. 4,9 mm. Der Unterschied erklärt sich daraus, dass die Pfähle des Fundamentes mit den größeren Setzungen mit einem 4-fach kleineren Injektionsdruck hergestellt wurden. Dies führte zu kleineren Pfahldurchmessern und demzufolge zu einem weicheren Verhalten unter vertikaler Belastung (vgl. Abbildung 13).

Die FE-Analyse mit dem vereinfachten Modell ergab 7,5 mm, die Berechnung die den kompletten Aufbau berücksichtigte dagegen 5,1 mm. Die Übereinstimmung mit den Messungen ist zufriedenstellend, besonders wenn man die Ungenauigkeit der entstandenen Pfahldurchmesser aufgrund des Einbauprozesses betrachtet. Auf der anderen Seite weist der Unterschied zwischen beiden Berechnungen darauf hin, dass es noch immer einen Einfluss der räumlichen Diskretisierung der beiden Modelle gibt.

Die Ergebnisse der Schwinggeschwindigkeitsmessungen für die ersten 2 Sekunden des Testlaufs mit  $F = \pm 150$  kN und einer Frequenz von  $f = 5$  Hz sind in Abbildung 12 dargestellt. Das Bild in der oberen rechten Ecke zeigt die Lage der Messpunkte. Neben Geophone G10, welches auf dem Pfahlkopf der Versuchsgründung installiert wurde, wurden alle anderen Geophone 30 cm unter Gelände platziert. Die Übereinstimmung mit den Ergebnissen wird als ausreichend bewertet.

Bezüglich der Vertikalverschiebungen der Pfahlköpfe aufgrund horizontaler Belastung unter statischer Vertikallast, ist die Übereinstimmung der numerischen Ergebnisse mit den Messung ungenügend, weswegen die Zahlen hier nicht genannt werden. Die berechneten Setzungen waren bis zu 50-mal höher als die gemessenen. Der Hauptgrund für diese Diskrepanz ist in Abbildung 13 dargestellt. Erfolgreiche dynamische Feldversuche konnten nur mit dem vorderen Pfahlbock durchgeführt werden. Dessen Mikropfähle wurden mit dem höherem Injektionsdruck hergestellt. Dies führte zu Pfählen mit Durchmessern von bis zu ca. 75 cm. Die Annahme von Pfahldurchmessern von 30 cm traf für Pfähle die mit dem niedrigeren Injektionsdruck (hinteres Fundament in Abbildung 13) allerdings recht gut zu. Abbildung 13 deutet außerdem darauf hin, dass die Ankerpfähle die Versuchsergebnisse beeinflusst haben könnten und deshalb auch im Modell berücksichtigt werden sollten.

Dies wird im weiteren Verlauf des Projekts in den Modellen berücksichtigt werden.

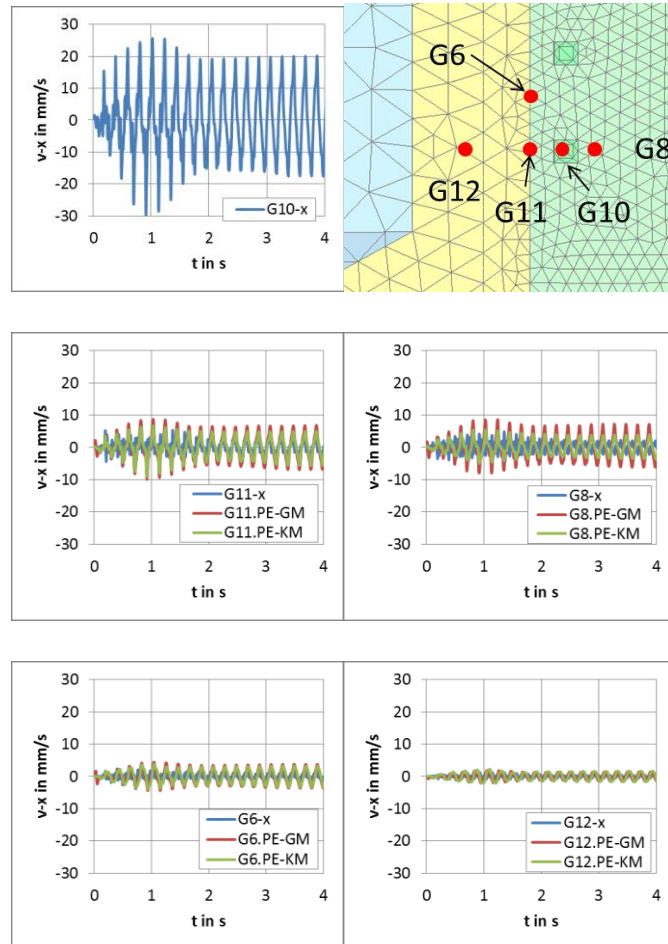


Abbildung 12: Ausgegrabene Versuchsgründungen nach den Feldversuchen (x – Messung).





Abbildung 13: Ausgegrabene Versuchsgründungen nach den Feldversuchen.

#### **4.3.2 Tiefgegründetes Gebäude unter Erdbebeneinwirkungen in verflüssigungsgefährdetem Boden**

##### **4.3.2.1 Modellbeschreibung**

Abbildung 14 zeigt das Modell eines Gebäudes, das auf vier Mikropfahlböcken mit je 4 Mikropfählen gegründet ist. Um Rechenzeit zu sparen, wurde wiederum nur das halbe Gebäude unter Verwendung einer Symmetrie-Ebene modelliert.

Absorbent boundaries sind mit Ausnahme der Symmetrie-Ebene ( $y = 0$ , Stirnseite in Abbildung 14) an den vertikalen Rändern des Modells angeordnet.

Der Baugrund besteht aus zwei Schichten. Oberhalb eines linear-elastischen „Fels“-Horizontes befindet sich eine 6 m mächtige Schicht aus sehr locker gelagertem wassergesättigtem Sand (hypoplastisches Modell und Parameter wie in Abschnitt 3 beschrieben).

Für die Bauelemente (Mikropfähle, Bodenplatte und Gebäude) wird linear-elastisches Materialverhalten angenommen.

Die Anregung infolge Erdbebens wurde unter Verwendung von Messdaten des Christchurch-Erdbebens von 2011 in Form von vorgegebenen Horizontal- und Vertikalbeschleunigungen an der Unterkante des Modells realisiert.

Dynamische Analysen unter undrnierten Verhältnissen wurden durchgeführt, um den Einfluss der Mikropfahlböcke auf die Bildung von Porenüberwasserdrücken im Bereich des Gebäudes während der Erdbebeneinwirkungen zu untersuchen.

##### **4.3.2.2 Ergebnisse**

Diese erste Simulation liefert vielversprechende Ergebnisse bezüglich der Verringerung von Verflüssigungserscheinungen. Abbildung 15 zeigt die durch Erdbebenan-

regung erzeugten Porenwasserüberdrücke (Bodenplatte des Gebäudes in der unteren linken Ecke). Es zeigt sich, dass die höchsten Werte von ca. 60 kPa außerhalb des Gebäudebereiches auftreten. Selbst zwischen den zwei Pfahlgruppen unter der Bodenplatte sind die Porenwasserüberdrücke deutlich reduziert – verglichen mit denen im angrenzenden Baugrund.

Dieses veranschaulichende Beispiel zeigt, wie später mit Hilfe eines validierten Modells (laufende Arbeit) verschiedene Anordnungen von Pfahlböcken für spezielle Baugrundverhältnisse untersucht werden sollten, um erdbebensichere Gründungen – besonders hinsichtlich möglicher Verflüssigungserscheinungen, zu entwerfen.

Da die verwendete FE-Software nicht in der Lage ist, Porenwasserströmungen während dynamischer Analysen zu berücksichtigen, werden die berechneten akkumulierten Porenwasserüberdrücke überschätzt. Dies liefert Ergebnisse, welche bezüglich Verflüssigung auf der sicheren Seite liegen.

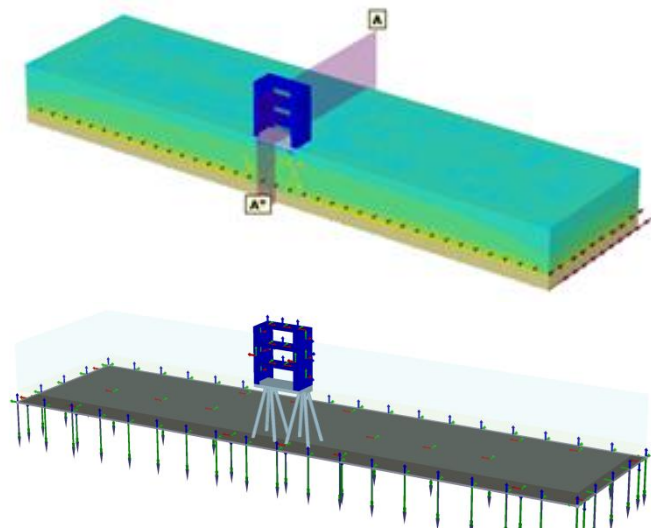


Abbildung 14: 3D-FE-Modell für dynamischen Analyse eines auf Mikropfählen gegründeten Gebäudes unter Erdbebenanregung.

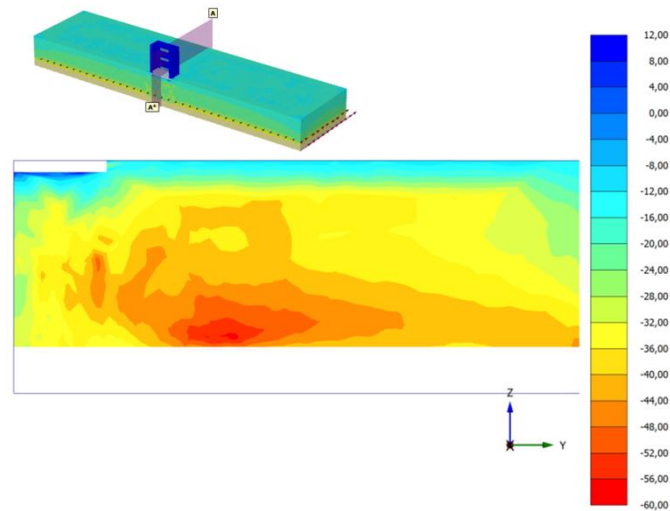


Abbildung 15: Maßgebende Porenwasserüberdrücke infolge Erdbebens in einem Querschnitt in Gebäudemitte.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Dieser Artikel beschreibt großmaßstäbliche Feldversuche (Pfahlbock-Probekbelastungen) unter statischer Vertikalbelastung und dynamischer Horizontalanregung und dazugehörige numerischen 3D-FE-Analysen unter Anwendung eines hypoplastischen Stoffmodells. Die Leistungsfähigkeit dieses Stoffgesetzes wird unter dränierten und undränierten Verhältnissen und für monotone und alternierende (zyklische) Beanspruchung demonstriert (Abschnitt 3 und 4).

Bis zu diesem Zeitpunkt haben die dynamischen 3D-Finite-Elemente-Simulationen der Feldversuche noch keine zufriedenstellenden Ergebnisse hervorgebracht. Der Grund hierfür liegt hauptsächlich in der Tatsache, dass die erwartete Geometrie der maßgeblichen Testpfähle unterschätzt wurde (30 m anstelle von bis zu 75 cm). Die eigentliche Pfahlgeometrie, welche beim Aushub der Pfähle festgestellt wurde, wird im weiteren Verlauf des Projekts berücksichtigt. Das gleiche gilt für eine vertiefte Untersuchung der räumlichen Diskretisierung des Modells. Der Einfluss von Interfaces zwischen den Pfählen und dem Baugrund wird ebenfalls untersucht werden. Des Weiteren sollen die CPT-Ergebnisse mit Hilfe der Karlsruher Interpretationsmethode (KIM) [CO01] zur Bestimmung der Anfangsporenzahlverteilung ausgewertet werden.

Abschließend wurde gezeigt, wie mit Hilfe von dynamischen 3D-Finite-Elemente-Analysen erdbebensichere Pfahlbockgründungen hinsichtlich einer Reduktion möglicher Verflüssigung entworfen werden sollen.

## 6 Danksagung

Der Autor bedankt sich bei der Firma Jähing, Felssicherung & Zaunbau, besonders bei Herrn Jähning und seinem Projektleiter Herrn Emmrich für die Organisation und Durchführung der Feldversuche. Des Weiteren möchte ich mich bei unserem studentischen Praktikanten, Herrn Meybodi, für seine Unterstützung bezüglich der numerischen Modellierung und für seine Entscheidung im Rahmen seiner Diplomarbeit an der TU Dresden, Institut für Geotechnik bei Herrn Prof. Herle weiter an diesem Projekt zu arbeiten. Ihm sei an dieser Stelle ebenso gedankt. Zu guter Letzt möchte ich Herrn Prof. Engel und Herrn Lauer von der Hochschule für Technik und Wissenschaft, Dresden für die Bereitstellung wertvollen Laborkapazitäten danken.

## Literatur

- [Bau92] BAUER, Erich. *Zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe unter vorwiegend oedometrischer Beanspruchung*. Doktorarbeit, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe. Heft 130. 1992.
- [Bue06] BUEHLER, Michael. M: *Experimental and Numerical Investigation of Soil-Foundation-Structure Interaction during Monotonic, Alternating and Dynamic Loading*. Doktorarbeit, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe. Heft 166. 2006.
- [CO01] CUDMANI, Roberto. and OSINOV, Vladimir. A. *The cavity expansion problem for the interpretation of cone penetration and presiometer tests*. Canadian Geotechnical Journal, (38):622-638. 2001.
- [Cud04] CUDMANI, Roberto., CUDMANI, R. O. *Numerical study of the soil-structure interaction during strong earthquakes*. 13th World Conference on Earthquake Engineering 2004, Paper No. 2959. 2004.
- [GLB03] GUDEHUS, Gerd., LIBEROS-BETINI, Anna. B., BUEHLER, Michael. M., CUDMANI, Roberto. O. *In-plane and anti-plane strong shaking of soil systems ad structures*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24:319 – 342. 2003.
- [Her98] HERLE, Ivo. *A relation between parameters of a hypoplastic constitutive model and grain properties*. In Adachi, Oka, and Yashima, (eds), Conf, on Localization and Bifurcation for Soil and Rocks. Balkema. 1998.
- [HG99] HERLE, Ivo, GUDEHUS, Gerd. *Determination of parameters of hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies*. Mech. Cohes.-Frict. Mater 1999,4(5):461-486. 1999.

- [Mei09] MEIER, Thomas: *Application of hypoplastic and viscohypoplastic constitutive models for geotechnical problems.*, Doktorarbeit, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik / Universität Karlsruhe. Heft 171. 2009.
- [NH97] NIEMUNIS, Andrzej, HERLE, Ivo. *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range.* Mech. Cohes.-Frict. Mater 4(2):279-299. 1997.
- [Wol996] WOLFFERSDORFF, Peter.-A. v. *Hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface.* Mech. Cohes.-Frict. Mater 1:251-271. 1996.



# Numerische und analytische Berechnungen zur Erdbebenbemessung von Böschungen

**Hassan AlKayyal**

*TU Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik*

---

*Für dynamische Berechnungen von verschiedenen geotechnischen Bauwerken wird gegenwärtig die Finite-Elemente-Methode sehr häufig angewendet. Das liegt an der Einfachheit und der Zuverlässigkeit des Berechnungsverfahrens und am akzeptablen Genauigkeitsniveau der Ergebnisse. In dem vorliegenden Beitrag wird zunächst ein Verfahren zur dynamischen Phi-C-Reduktion vorgestellt, dass auf eine Lösung des Anfangs- und Randwertproblems für das dynamische Verhalten einer Böschung im Zeitbereich aufbaut und zu einem dynamischen Sicherheitsfaktor führt, der schließlich die Bewertung der Böschungsstandsicherheit unter dynamischer Belastung ermöglicht. Anschließend wird die Standsicherheit verschiedener Böschungen mit unterschiedlichen Böschungswinkeln und bodenmechanischen Eigenschaften mit dem Ziel untersucht, den Einfluss der wichtigsten Einflussfaktoren zu erfassen. Ergänzend werden die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen mit den Ergebnissen aus einer analytischen Untersuchung der Böschungsstandsicherheit unter quasi-statischer Belastung verglichen.*

## 1 Einleitung

Erdbebeninduzierte Wellen beeinflussen die Sicherheit von geotechnischen Bauwerken und verursachen unterschiedliche Schäden und Bodenverformungen. Die Einwirkung des Erdbebens ist dabei von der Geologie und Topographie des Gebietes, dem Verhalten des Bodens unter dynamischer Belastung und von den Eigenschaften des Erdbebens abhängig. Deshalb müssen nicht nur die Beträge des Sicherheitsfaktors und die Sicherheitsreserve bei den Standsicherheitsuntersuchungen von Böschungen unter seismischen Einwirkungen bestimmt werden, sondern es müssen auch die bleibenden Verformungen in Betracht gezogen werden, da sie eine große Rolle bei der Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen spielen.

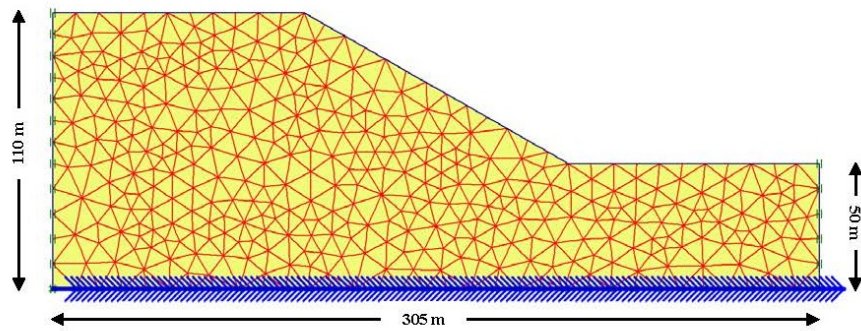


Abbildung 1: Numerisches Modell

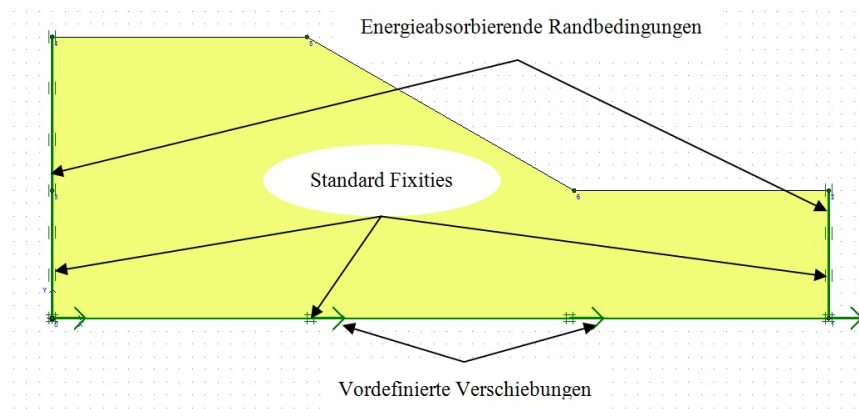


Abbildung 2: Randbedingungen



In der geschichtlichen Entwicklung der Verfahren zum Analysieren der Standsicherheit von Böschungen unter seismischen Einwirkungen wurde das quasi-statische Verfahren oft angewendet, indem die Erdbebeneinwirkung durch eine konstante horizontale und eine konstante vertikale Beschleunigungskomponente repräsentiert wird, die als zwei Trägheitskräfte jeweils im Schwerpunkt der zum Versagen kommenden Masse angesetzt werden. Mit dieser Methode kann die Standsicherheit der Böschung bei der Betrachtung des Gleichgewichtes der statischen und dynamischen Kräfte, die auf den Bruchkörper einwirken, nachgewiesen werden.

Die quasi-statische Methode der Standsicherheitsuntersuchung einer Böschung ist sehr einfach anwendbar, weil sie sehr ähnlich zu einer rein statischen Untersuchung ist. Nachteil des Verfahrens ist jedoch, dass die Abbildung der sehr komplizierten Einwirkung des Erdbebens durch quasi-statische Beschleunigungen nur sehr grob gelingt [Alk12]. Ebenfalls berücksichtigen diese Methoden kein realistisches dynamisches Bodenverhalten, weil der Boden als starres Material angenommen wird. Trotz der Nachteile und der Unzulänglichkeit der genannten quasi-statischen Verfahren wird ihre Benutzung in verschiedenen Vorschriften wie im Eurocode 8 und in der DIN-EN-1998-5:2010-12 unter Beachtung ihrer Anwendungsgrenzen zugelassen.

Tabelle 1: Materialparameter des modellierten rolligen Bodens

$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$(\gamma_{sat})$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{50}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{oed}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	m [1]	$c_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
20	(20)	30000	30000	90000	0,6	0,1

$\varphi$ [°]	$\psi$ [°]	$\gamma_{0,7}$ [1]	$G_0^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\nu_{ur}$ [1]	$p_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_f$ [1]
40	6	$1 \cdot 10^{-4}$	100000	0,2	100	0,9

Tabelle 2: Materialparameter des modellierten bindigen Bodens

$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$(\gamma_{sat})$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{50}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{oed}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	m [1]	$c_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
18	(18)	15000	15000	45000	0,8	15

$\varphi$ [°]	$\psi$ [°]	$\gamma_{0,7}$ [1]	$G_0^{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\nu_{ur}$ [1]	$p_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_f$ [1]
25	0	$8 \cdot 10^{-5}$	60000	0,2	100	0,9

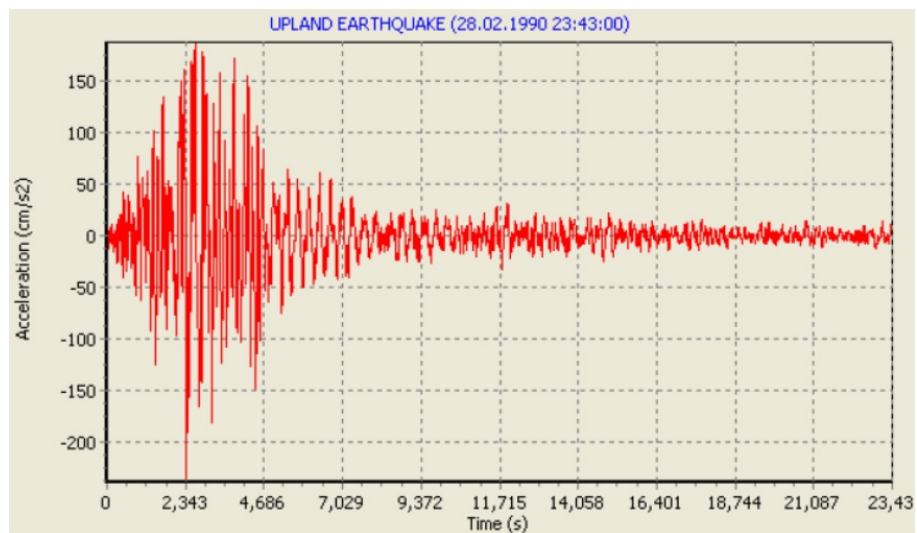


Abbildung 3: Beschleunigungsfunktion

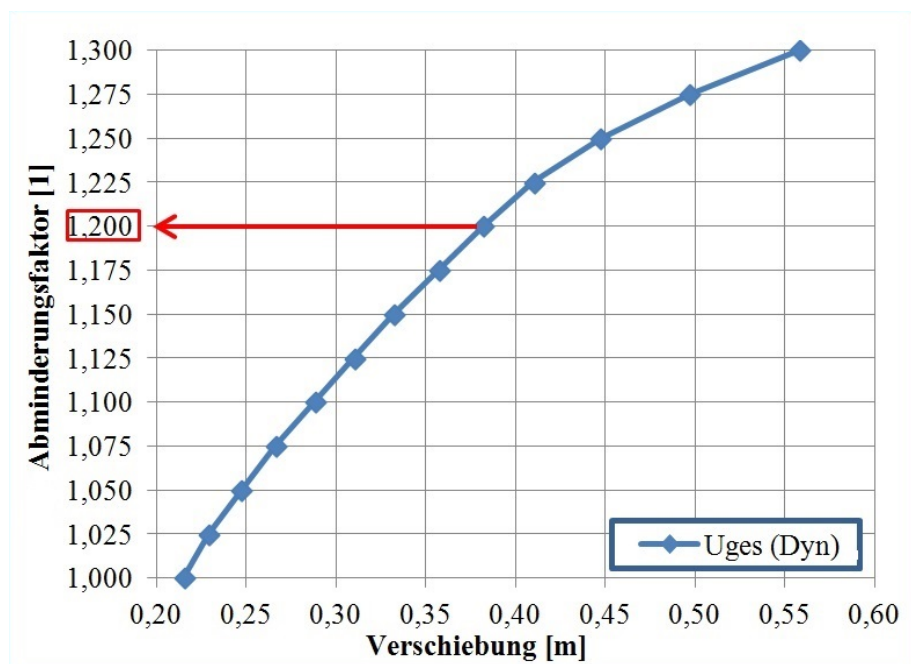


Abbildung 4: Konvergenzkriterium

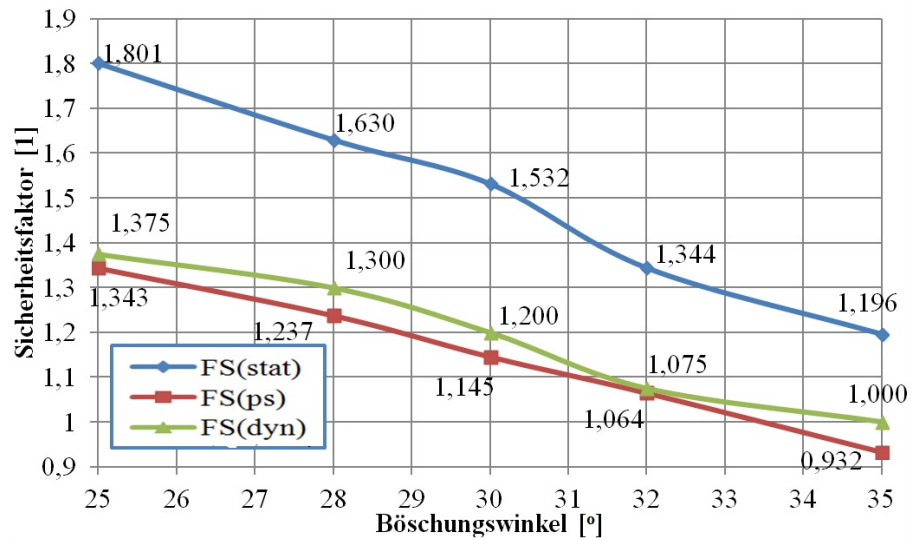


Abbildung 5: Standsicherheitsfaktoren der Böschung aus dem modellierten rolligen Boden

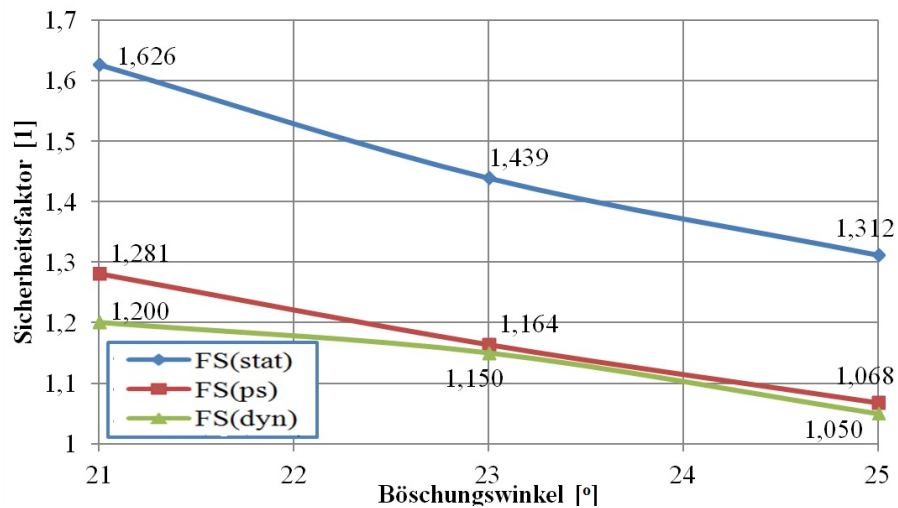


Abbildung 6: Standsicherheitsfaktoren der Böschung aus dem modellierten bindigen Boden

Im Gegensatz zu den konventionellen, analytischen Methoden kann die Standsicherheit von Böschungen durch Anwendung der Finite-Element-Methode ermittelt werden, wobei sowohl das realistische mechanische Verhalten des Baugrundes in Abhängigkeit vom verwendeten Stoffgesetz als auch das zeitabhängige Verhalten der Böschung unter den dynamischen Lasten im Zeitbereich erfasst werden können. Die Anwendung der Finite-Elemente-Methode erfordert gute Kenntnisse der numerischen Modellierung, genaues Verständnis des behandelten Problems und der Materialgesetze, mit denen das dynamische Bodenverhalten erfasst werden soll.

## 2 Modell der Untersuchung

Für die Entwicklung eines Verfahrens zur Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen unter dynamischer Belastung wurde ein Modell mit dem Finite-Elemente-Programm PLAXIS2D-V9.0 im ebenen Deformationszustand und mit einer sehr hohen Netzfeinheit erstellt (Abbildung 1). Das mechanische Verhalten der Bodenzonen wurde durch Elemente mit jeweils 15-Knotenpunkten erfasst. Das Modell hatte eine Gesamtbreite von  $B = 305 [m]$  und eine Gesamthöhe von  $H = 110 [m]$ . Die Böschung hatte bei einem Neigungswinkel von  $\beta = 30 [^\circ]$  eine Breite von  $B = 105 [m]$  und eine Höhe von  $H = 60 [m]$ , wodurch die vertikalen Ränder einen Abstand von  $d = 100 [m]$  und die horizontalen Ränder einen Abstand von  $d = 50 [m]$  zur Böschung aufweisen. Das vorgestellte Modell wurde bei der Variation des Böschungswinkels geringfügig modifiziert.

In den Berechnungsphasen mit statischer Belastung wurden die Randbedingungen durch Unterbinden der horizontalen Komponente der Verschiebungen in den Punkten der vertikalen Modellränder und Unterbinden aller Komponenten der Verschiebung an dem unteren horizontalen Modellrand eingestellt. An dem oberen, horizontalen Modellrand wurde der Halbraum durch eine verschwindende Spannung modelliert. In den Berechnungsphasen mit dynamischer Belastung wurden die Randbedingungen durch eine energieabsorbierende Formulierung in den Punkten der vertikalen Modellränder und Vorgabe der horizontalen Komponente der Verschiebung an dem unteren horizontalen Modellrand eingestellt (Abbildung 2).

## 3 Die dynamische Phi-C-Reduktionsanalyse

Zur Untersuchung der Standsicherheit einer Böschung bei dynamischer Belastung kann eine spezielle Form der Phi-C-Reduktionsanalyse entwickelt werden, dessen mechanisches Konzept zur statischen Phi-C-Reduktionsanalyse ähnlich ist. Ausgangspunkt der Untersuchung bildet ein statischer Gleichgewichtszustand, der vor dem Eintragen der dynamischen Belastung berechnet wird.

Für die überschlägige Ermittlung des Versagensabstandes bei dynamischer Anregung sind eine Reihe von systematischen, dynamischen Berechnungen im Zeitbereich erforderlich, bei denen der Reibungswinkel und die Kohäsion als Parameter der Scherfestigkeit nach der FELLENIUS-Regel schrittweise herabgemindert werden. Weiterhin ist die Formulierung eines mechanischen Kriteriums für das Erreichen eines Grenzzustandes erforderlich.

Zur Untersuchung der dynamischen Standsicherheit der in der vorliegenden Untersuchung modellierten Böschungen wurden systematische Berechnungen durch Nutzung des Hardening-Soil-Model (HSS) Materialmodells durchgeführt. Die verwendeten synthetischen Materialkennwerte für ein typisches rolliges Material und für ein typisches bindiges Material wurden in den Tabellen 1 und 2 zusammengestellt. Die modellierten Böschungen wurden mit einer horizontalen Erdbebenbeschleunigung nach der Aufzeichnung des UPLAND-Erdbebens vom 28.2.1990 durch Eintragung einer Beschleunigungsrandbedingung am unteren Modellrand belastet (Abbildung 3).

Zum Ableiten eines Grenzwertes für die Tragfähigkeit der modellierten Böschungen unter dynamischer Belastung wurden mechanische Größen herangezogen, die als Ergebnis der Berechnungen verfügbar sind. Durch Auswertung der Abhängigkeit zwischen dem Betrag der Verschiebungen am Böschungskopf und dem Abminderungsfaktor der Scherfestigkeit (globaler Standsicherheitsbeiwert) kann beobachtet werden, dass mit zunehmender Abminderung der Scherfestigkeit ab einem Grenzwert des Sicherheitsbeiwertes eine überproportionale Vergrößerung des Betrages der Verschiebungen einsetzt. Als massgebende Größe des dynamischen globalen Sicherheitsbeiwertes "FS(dyn)" wurde in der vorliegenden Untersuchung der Grenzwert der linearen Proportionalität angesehen (siehe Abbildung 4). Als Vergleich wurden die statischen globalen Sicherheitsbeiwerte "FS(stat)" der Böschungen berechnet. Weiterhin wurde der globale quasi-statische Standsicherheitsfaktor der Böschungen "FS(ps)" durch Ansetzen einer aus der Erdbebenanregung (Abbildung 3) abgeleiteten horizontalen quasi-statischen Beschleunigung und Nutzung des Verfahrens von BISHOP zur Ermittlung der Standsicherheit von Böschungen mit kreisförmigen Gleitflächen ermittelt. Die Berechnungsergebnisse sind für die modellierten Böschungen aus rolligem Material in der Abbildung 5 und für die modellierten Böschungen aus bindigem Material in der Abbildung 6 dargestellt. Ein verbessertes Konzept zur Berechnung der Standsicherheit unter dynamischer Belastung könnte durch Nutzung mathematisch objektiver Konvergenzkriterien erfolgen [KH09], insofern diese im Berechnungsvorgang als Ergebnis verfügbar sind.

## 4 Zusammenfassung

Für dynamische Berechnungen von verschiedenen geotechnischen Bauwerken wird gegenwärtig die Finite-Elemente-Methode sehr häufig angewendet. Das liegt an der Einfachheit und der Zuverlässigkeit des Berechnungsverfahrens und am akzeptablen Genauigkeitsniveau der Ergebnisse. In dem vorliegenden Beitrag wird zunächst ein

Verfahren zur dynamischen Phi-C-Reduktion vorgestellt, dass auf eine Lösung des Anfangs- und Randwertproblems für das dynamische Verhalten einer Böschung im Zeitbereich aufbaut und zu einem dynamischen Sicherheitsfaktor führt, der schließlich die Bewertung der Böschungsstandsicherheit unter dynamischer Belastung ermöglicht. Anschließend wird die Standsicherheit verschiedener Böschungen mit unterschiedlichen Böschungswinkeln und bodenmechanischen Eigenschaften mit dem Ziel untersucht, den Einfluss der wichtigsten Einflussfaktoren zu erfassen. Ergänzend werden die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen mit den Ergebnissen aus einer analytischen Untersuchung der Böschungsstandsicherheit unter quasi-statischer Belastung verglichen.

## Literatur

- [Alk12] ALKAYYAL, H.: *Analytische und numerische Berechnungen zur Erdbebenbemessung von Böschungen und Stützmauern*; Masterarbeit, Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover, S.148, Hannover, 2012.
- [Brö12] BRÖTZMANN, F.: Standsicherheitsuntersuchungen von Staudämmen unter seismischen Einwirkungen mittels dynamischer FE-Analysen; *Beiträge der Spezialsitzung der Baugrundtagung in Mainz, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)*, S.23–28, Essen, 2012.
- [EC801] DEUTSCHE INSTITUT FÜR NORMUNG (EDS.): *Eurocode 8, Teil 1: DIN-EN-1998-1:2004+AC:2009*; Berlin, 2010.
- [EC805] DEUTSCHE INSTITUT FÜR NORMUNG (EDS.): *Eurocode 8, Teil 5: DIN-EN-1998-5:2004+AC:2009*; Berlin, 2010.
- [Kra96] KRAMER, S.L.: *Geotechnical Earthquake Engineering*; Prentice Hall Press, S.653, London, 1996.
- [MVW08] MEY, A.; VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: Die Bedeutung der Stoffmodelle für dynamische Berechnungen zur Standsicherheit von Staudämmen mit der Finite-Elemente-Methode; *Geotechnik Kolloquium "Bodenmechanik, Grundbau und bergbauliche Geotechnik" anlässlich des 75. Geburtstages von Prof. Förster, TU Bergakademie Freiberg, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik*, S.111–133, Freiberg, 2008.
- [Tow08] TOWHATA, I.: *Geotechnical Earthquake Engineering*; Springer-Verlag, S.684, Heidelberg, 2008.
- [KH09] KUPKA, M.; HERLE, I.: Standsicherheitsberechnung von Böschungen mit der  $\phi$ , c-Reduktion; in *Herle, I.: Aktuelle Themen in Bodenmechanik und Grundbau, Ohde-Kolloquium 2009, TU Dresden, Institut für Geotechnik, Mitteilungen Nr.16, ISSN-1434-3053*, S.101–117, Dresden, 2009.
- [Wol10] VON WOLFFERSDORFF, P.-A.: Ausgewählte Probleme zu statischen und dynamischen Standsicherheitsberechnungen von Staudämmen; *Beiträge zum 25. Christian Veder Kolloquium, Technische Universität Graz*, S.163–182, Graz, 2010.

## Mitteilungen - Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden

ISSN 1434-3053

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke

Heft 1	Franke, D. (Hrsg.)	1992	Das Institut für Geotechnik an der TU Dresden + Die Veröffentlichungen Johann Ohdes
Heft 2	Franke, D. (Hrsg.)	1995	OHDE-Kolloquium 1993
Heft 3	Franke, D. (Hrsg.)	1995	Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. habil. Dietrich Franke
Heft 4	Franke, D. (Hrsg.)	1997	OHDE-Kolloquium 1997
Heft 5	Engel, J.	1998	Entwicklung von Datenstrukturen für bodenmechanische Anwendungen
Heft 6	Vogt, L.	1998	Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Verbesserung der Standsicherheit von Stützmauern
Heft 7	al Diban, I.	2000	Das Tragverhalten horizontal belasteter, in nichtbindigem Boden eingespannter starrer Träger, in ebenem und geböschtem Gelände
Heft 8	Winkler, A.	2001	Ermittlung des Erddrucks im Bruchzustand bei Drehung einer Wand um den Kopfpunkt
Heft 9	Franke, D. (Hrsg.)	2001	OHDE-Kolloquium 2001
Heft 10	Engel, J.	2002	Verfahren zur Festlegung von Kennwerten für bodenmechanische Nachweise
Heft 11	Neuberg, C.	2002	Ein Verfahren zur Berechnung des räumlichen passiven Erddrucks vor parallel verschobenen Trägern

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle

- |         |                      |      |   |
|---------|----------------------|------|---|
| Heft 12 | Bartl, U.            | 2004 | Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks<br>in kohäsionslosem Boden   |
| Heft 13 | Arnold, M.           | 2004 | Zur Berechnung des Erd- und Auflastdrucks<br>auf Winkelstützwände im Gebrauchszustand                           |
| Heft 14 | Al-Akel, S.          | 2005 | Beitrag zur Berechnung von eingespannten starren<br>Stützkonstruktionen in kohäsionslosem Boden                 |
| Heft 15 | Herle, I.<br>(Hrsg.) | 2005 | OHDE-Kolloquium 2005  |
| Heft 16 | Herle, I.<br>(Hrsg.) | 2009 | OHDE-Kolloquium 2009  |
| Heft 17 | Wegener, D.          | 2013 | Ermittlung bleibender Bodenverformungen infolge<br>dynamischer Belastung mittels numerischer Verfahren          |
| Heft 18 | Gajári, G.           | 2013 | Modellierung bleibender Verformungen des Asphalts<br>mit einem hypoplastischen Stoffgesetz der<br>Bodenmechanik |
| Heft 19 | Herle, I.<br>(Hrsg.) | 2014 | OHDE-Kolloquium 2014  |